

# **UNIVERSIDAD DE CUENCA**



## **FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

### **ANÁLISIS RESISTENCIA AL CORTE EN VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO Y HORMIGÓN PRETENSADO, CON Y SIN ARMADURA DE CORTANTE**

#### **TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

#### **AUTOR:**

IVÁN PATRICIO VILLA ARIAS  
C.I. 010453594-3

#### **DIRECTOR:**

ING. CESAR FABIÁN CARRASCO CASTRO, M. Sc  
C.I. 010104596-1

CUENCA – ECUADOR

Octubre, 2017



## RESUMEN

Las fallas de corte en estructuras de hormigón son muy peligrosas. Este tipo de falla rara vez pueden predecirse y, a menudo, ocurren de forma repentina sin previo aviso. Durante décadas, se han realizado pruebas para estudiar este fenómeno, con el fin de tratar de resolver el enigma que es el cortante.

Con los resultados obtenidos analíticamente en la etapa del diseño se probó vigas de hormigón de base y altura de igual dimensión y comparar los resultados de la prueba con dos códigos de construcción; ACI 318-14 y NEC 2015. Para ello se construyó cinco series de vigas: a) sin refuerzo longitudinal y transversal, b) sólo con acero de refuerzo longitudinal, c) acero de refuerzo longitudinal y transversal (estribos), d) refuerzo de preesfuerzo longitudinal y e) refuerzo de preesfuerzo longitudinal y transversal (estribos); cinco series de vigas fueron construidas, tres de cada serie, un total de quince vigas.

Los enfoques conocidos de la literatura sobre la resistencia al corte, se analizan en primer lugar y sus exactitudes se revisaran mediante una comparación con los valores del ensayo. Se establecerán las diferencias entre los resultados aritméticos y los valores de prueba, revisando las fórmulas de los códigos.

**Palabras clave:** Estructuras de hormigón, Cortante, Hormigón armado, Hormigón pretensado, Refuerzo longitudinal, Refuerzo transversal (estribos), Sin Refuerzo transversal (estribos), Refuerzo de preesfuerzo



## ABSTRACT

Shear cracking in concrete structures are very dangerous. This type of failure can rarely be predicted and often occurs suddenly without warning. For decades, there have been tests to study this phenomenon, in order to try to solve the enigma that is the shear.

With the analytical obtained results in the design stage, were constructed and tested beams of concrete, with base and height of equal dimensions and compared the results of the test, with two building codes; ACI 318-14 and NEC 2015. For this, five series of beams were constructed: a) without longitudinal and transverse reinforcement, b) only with longitudinal reinforcing steel, c) longitudinal and transverse reinforcement steel (stirrups), d) longitudinal prestress reinforcement and e) longitudinal prestress and transverse reinforcement (stirrups); five series of beams were built, three of each series, a total of fifteen beams.

Known approaches on shear strength in the literature are first analyzed and their accuracy checked by comparison with the assay values. Differences between arithmetic results and test values will be established by revising the formulas of the codes.

**Key Words:** Concrete structures, Shear strength, Cutting, Reinforced Concrete, Prestressed concrete, Longitudinal reinforcement, Transverse reinforcement (stirrups), Without transverse reinforcement (stirrups), Pre-stress reinforcement



## CONTENIDO

SIMBOLOGÍA.....	13
1. INTRODUCCIÓN .....	17
1.1. Introducción y antecedentes .....	17
1.2. Justificación .....	18
1.3. Objetivos.....	18
1.3.1. Objetivo General .....	18
1.3.2. Objetivos específicos .....	19
2. COMPORTAMIENTO DEL CORTANTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	20
2.1. Comportamiento y modos de falla en secciones rectangulares.....	21
2.1.1. Elementos sin refuerzo en el alma .....	22
2.1.2. Elementos con refuerzo en el alma .....	23
2.2. Mecanismos de falla por cortante .....	24
2.2.1. Miembros sin refuerzo transversal.....	24
2.2.2. Miembros con refuerzo transversal .....	26
2.3. Efectos de las variables en la carga de agrietamiento.....	30
2.3.1. Miembros sin refuerzo transversal.....	30
2.3.2. Miembros con refuerzo transversal .....	32
2.4. Concepto luz de cortante y su relación con la falla de cortante.....	33
2.5. Expresiones para evaluar la resistencia a efectos de fuerza cortante.....	34
3. COMPORTAMIENTO DEL CORTANTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADO .....	38
3.1. Esfuerzo cortante en hormigón pretensado.....	38
3.2. Efecto de la fuerza de pretensado .....	39
3.3. Método aproximado.....	41
3.4. Análisis más detallado.....	41
3.5. Refuerzo para cortante en una dirección.....	44



3.6.	Cuantías mínimas en el refuerzo transversal. ....	46
3.7.	Resistencia nominal a cortante horizontal $V_{nh}$ .....	47
3.8.	Refuerzo mínimo para transferir el cortante horizontal .....	48
3.9.	Cortante por fricción .....	48
3.9.1.	Resistencia nominal a cortante .....	48
4.	MATERIALES.....	50
4.1.	Agregados del Hormigón.....	50
4.1.1.	Cemento:.....	50
4.1.2.	Agregado fino y grueso:.....	51
4.1.3.	Agua: .....	51
4.1.4.	Aditivos:.....	51
4.2.	Propiedades del Hormigón.....	51
4.2.1.	Resistencia a la compresión .....	51
4.2.2.	Resistencia a la tracción .....	51
4.2.3.	Rigidez.....	52
4.3.	Acero de Preesfuerzo.....	53
4.4.	Acero de refuerzo Corrugado.....	54
4.4.1.	Acero de refuerzo pasivo:.....	54
4.4.2.	Refuerzo transversal:.....	54
5.	DISEÑO A CORTANTE EN ELEMENTOS SIMPLEMENTE APOYADOS .....	55
5.1.	Criterios de diseño. ....	55
5.2.	Diseño de acuerdo al código ACI .....	56
5.2.1.	Diseño última resistencia a cortante en Hormigón Armado.....	56
5.2.1.1.	Diseño Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, $V_s$ : .....	57
5.2.1.2.	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto $V_c$ : .....	57
5.2.2.	Diseño última resistencia a flexión en hormigón armado. ....	58
5.2.3.	Diseño última resistencia a cortante en Hormigón Pretensado .....	60



5.2.3.1. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, $V_s$ .....	61
5.2.3.2. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, $V_c$ : .....	62
5.2.4. Pérdidas en el elemento: .....	63
5.2.5. Diseño al destensar el elemento .....	64
5.2.6. Diseño última resistencia a flexión. ....	65
6. FABRICACIÓN Y ENSAYO DE MODELOS FÍSICOS.....	66
6.1. Consideraciones de encofrado .....	66
6.2. Proceso de fabricación.....	66
6.3. Ensayo Módulo de Ruptura.....	68
6.4. Ensayo de las Probetas. ....	69
6.5. Los especímenes prismáticos.....	70
6.6. Equipo y elementos de ensayo.....	70
7. RESULTADOS.....	71
7.1. Resistencias del hormigón. ....	71
7.2. Vigas sin refuerzo alguno, para obtener el módulo de ruptura .....	71
7.3. Hormigón Armado .....	71
7.4. Hormigón Pretensado: .....	73
8. CONCLUSIONES .....	76
REFERENCIAS.....	79
ANEXOS .....	80



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Trayectorias de esfuerzos en vigas rectangulares homogéneas .....	21
Figura 2. Representación esquemática de los diferentes tipos de falla .....	22
Figura 3. Tipos de refuerzo transversal, (González Cuevas, 2005) .....	23
Figura 4. Diagrama de cuerpo libre de una grieta inclinada .....	25
Figura 5. Analogía de la armadura. (González Cuevas, 2005) .....	28
Figura 6. Variación de la resistencia a cortante en función de $a / d$ .....	34
Figura 7. Viga simplemente apoyada bajo pretensado concéntrico .....	39
Figura 8. Tensiones en un punto del eje neutro en viga pretensada .....	40
Figura 9. Formación de grietas en viga pretensada, (Sengupta, 2012) .....	40
Figura 10 Curvas esfuerzo deformación .....	52
Figura 11 Diseño a cortante .....	55
Figura 12 Sección de la viga en hormigón armado .....	56
Figura 13 Sección de la viga en hormigón pretensado .....	60
Figura 14 Cargas en los puntos tercios .....	67
Figura: 15 Tolerancias para rotura de cilindros a compresión .....	69
Figura 16 Equipo y elementos de ensayo .....	70
Figura 17 Deformación en el centro de la luz de vigas con refuerzo solo a flexión. ....	72
Figura 18 Deformación en el centro de la luz de vigas con refuerzo a flexión y cortante .....	73
Figura 19 Deformación en el centro de la luz de vigas con refuerzo solo a flexión .....	74
Figura 20 Deformación en el centro de la luz de vigas con refuerzo a flexión y cortante .....	75



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Tabla 22.5.5.1 (ACI 318S-14, 2014).....	35
Tabla 2 Tabla 9.7.6.2.2- (ACI 318S-14, 2014) .....	36
Tabla 3 Tabla 9.6.3 .3. (ACI 318S-14, 2014).....	37
Tabla 4 Tabla 22.5.8.2 (ACI 318S-14, 2014).....	41
Tabla 5 Tabla 9.6.3 .3. (ACI 318S-14, 2014).....	46
Tabla 6 Tabla 16.4.4.2 (ACI 318S-14, 2014).....	47
Tabla 7 Tabla 22.9.4.2 Coeficientes de fricción. (ACI 318S-14, 2014) .....	49
Tabla 8 Propiedades de torones .....	53
Tabla 9. Tabla 22.5.5.1 miembros no preesforzados sin fuerza axial.....	57
Tabla 10. Tabla 22.5.8.2 (ACI 318S-14, 2014).....	62
Tabla 11. Resultados de las pérdidas en el concreto y acero .....	63
Tabla 12. Límites de esfuerzos permitidos en el hormigón .....	64
Tabla 13. Comparación de esfuerzos permitidos en el hormigón.....	64
Tabla 14 Resistencias del hormigón .....	71
Tabla 15 Módulo de Ruptura en hormigón simple.....	71
Tabla 16 Hormigón armado con refuerzo a flexión, sin refuerzo a cortante (estribos) .....	71
Tabla 17 Hormigón armado con refuerzo a flexión y refuerzo a cortante (estribos) .....	72
Tabla 18 Hormigón pretensado con refuerzo a flexión, sin refuerzo a cortante (estribos). .....	73
Tabla 19 Hormigón pretensado con refuerzo a flexión y refuerzo a cortante (estribos). .....	74

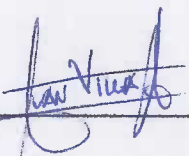




Yo, Iván Patricio Villa Arias en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "ANÁLISIS RESISTENCIA AL CORTE EN VIGAS DE HORMIGON ARMADO Y HORMIGON PRETENSADO, CON Y SIN ARMADURA DE CORTANTE", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, Octubre de 2017



---

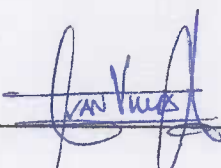
Villa Arias Iván Patricio

C.I: 0104535943



Yo, Iván Patricio Villa Arias, autor de la tesis "ANÁLISIS RESISTENCIA AL CORTE EN VIGAS DE HORMIGON ARMADO Y HORMIGON PRETENSADO, CON Y SIN ARMADURA DE CORTANTE", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Octubre de 2017



---

Villa Arias Iván Patricio

C.I: 0104535943



## DEDICATORIA

A Dios, a la Virgen María Auxiliadora por guiarme y jamás dejarme caer, intercediendo ante su hijo en este largo camino.

A mis padres Ramiro y Graciela quienes son el pilar fundamental en este logro, gracias por sus consejos, enseñanzas y ética, que han hecho posible que cumpla cada una de mis metas.

A mis hermanos Cristian y Katherine, por su apoyo incondicional en cada paso errado y en cada paso acertado.

A mi novia Gabriela Roche, por su apoyo, en cada caída siempre estuvo para estrecharme su mano y sé que contigo siempre podré contar.

A toda mi familia, amigos y todos quienes siempre han estado prestos a ayudarme en cada paso de mi vida. Sin duda han sido un pilar fundamental para lograr este objetivo.

Iván Villa Arias



## **AGRADECIMIENTOS**

A mi director Ing. Fabián Carrasco Castro M.Sc. que desde las aulas me incentivó sobre esta nueva la tecnología del hormigón pretensado. Por toda la confianza depositada en nosotros y los conocimientos transmitidos.

A la empresa RFV CONSTRUCCIONES CIA LTDA., a todo el equipo de planta en especial a los ingenieros Raúl Carrasco, Vladimir Carrasco y Byron Peñaloza. Por su gran apoyo en la fabricación del prototipo.

Iván Patricio Villa Arias

## SIMBOLOGÍA

$A$	=	área de la sección transversal del elemento de hormigón
$a$	=	profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos
$A_{ps}$	=	área de refuerzo longitudinal preesforzado en tracción
$A_s$	=	área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción
$A'_s$	=	área del refuerzo a compresión
$A_{s,min}$	=	área mínima de refuerzo de flexión.
$A_v$	=	área de refuerzo de cortante con un s
$A_{vf}$	=	área de refuerzo de cortante por fricción
$A_{v,min}$	=	área mínima de refuerzo de cortante
$b$	=	ancho de la cara en compresión del miembro
$b_w$	=	ancho del alma o diámetro de la sección circular
$c$	=	distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro
$c_b$	=	la menor de: (a) la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto, o (b) la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan
$c_{Inf}$	=	distancia desde las fibras inferiores hasta el centro de gravedad de la sección transversal del elemento de hormigón
$c_{Sup}$	=	distancia desde las fibras superiores hasta el centro de gravedad de la sección transversal del elemento de hormigón
$d$	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción,
$d'$	=	distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión
$d_{agg}$	=	tamaño nominal máximo del agregado grueso
$d_b$	=	diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado
$d_p$	=	distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado
$e$	=	excentricidad entre el centroide de presiones del acero presforzado y el centro de gravedad de la sección
$E_c$	=	módulo de elasticidad del hormigón
$E_{ci}$	=	módulo de elasticidad del hormigón al momento de transmitir la fuerza de presfuerzo al elemento



$E_p$	módulo de elasticidad del acero presforzado
$E_s$	módulo de elasticidad del acero corrugado
$f'_c$	resistencia a la compresión del hormigón
$f'_{ci}$	resistencia a la compresión del hormigón al momento de transmitir la fuerza de presfuerzo al elemento
$f_{Inf}$	esfuerzo en las fibras inferiores de la sección transversal del elemento de hormigón
$f'_s$	esfuerzo del acero destinado a resistir la compresión
$f_{pc}$	esfuerzo de compresión en el concreto, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado
$f_{pe}$	esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del preesforzado, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado
$f_{pi}$	esfuerzo de pretensado inicial
$f_{ps}$	esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión
$f_{pu}$	resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado
$f_{py}$	resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado
$f_r$	módulo de ruptura del concreto
$f_s$	esfuerzo del acero destinado a resistir la tracción
$f_{se}$	esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo, después de que han ocurrido todas la pérdidas de preesforzado
$f_{Sup}$	esfuerzo en las fibras superiores de la sección transversal del elemento de hormigón
$f_u$	resistencia a la rotura a tracción del acero corrugado
$f_y$	resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado
$f_{yt}$	resistencia especificada a la fluencia $f_y$ del refuerzo transversal
$h$	espesor total o altura de un miembro
$I$	Inercia de la sección transversal del elemento de hormigón
$I_{cr}$	Inercia de la sección transversal fisurada del elemento de hormigón
$L$	longitud del elemento
$l_d$	longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado, o torones de preesfuerzo
$l_{dh}$	longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas

$l_{tr}$	= longitud de transferencia del acero de preesforzado
$M_{cr}$	= momento flector de fisuración
$M_{cre}$	= momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente
$M_n$	= resistencia nominal a flexión en la sección
$M_u$	= momento flector último actuante en el elemento de hormigón
$P_e$	= fuerza de pretensado efectiva luego de ocurridas las pérdidas
$P_i$	= fuerza de pretensado inicial
$P_u$	= carga axial última actuante en el elemento de hormigón
$r$	= radio de giro de la sección transversal del elemento de hormigón
$s$	= separación del acero destinado a resistir el cortante
$V/S$	= relación volumen – superficie de un elemento de hormigón
$V_c$	= cortante nominal proporcionada por el hormigón
$V_{ci}$	= cortante nominal proporcionada por el hormigón cuando la falla es por flexión cortante
$v_{cw}$	= esfuerzo cortante en el alma de la sección transversal del elemento de hormigón
$V_{cw}$	= cortante nominal proporcionada por el hormigón cuando la falla es por cortante en el alma
$V_d$	= cortante debido al peso propio del elemento
$V_n$	= cortante nominal de la sección transversal del elemento de hormigón
$V_{nh}$	= cortante horizontal nominal
$V_s$	= cortante nominal proporcionada por el acero
$V_u$	= cortante último actuante en el elemento de hormigón
$w_c$	= peso unitario del hormigón
$Z_{c\ Inf}$	= módulo resistente en relación a las fibras inferiores de la sección transversal compuesta del elemento de hormigón
$Z_{c\ Sup}$	= módulo resistente en relación a las fibras superiores de la sección transversal compuesta del elemento de hormigón
$Z_{Inf}$	= módulo resistente en relación a las fibras inferiores de la sección transversal del elemento de hormigón
$Z_{Sup}$	= módulo resistente en relación a las fibras superiores de la sección transversal del elemento de hormigón
$\beta_1$	= factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente con la profundidad al eje neutro



$\Delta \varepsilon'_{ps}$	=	cambio de la deformación del acero de presfuerzo a compresión
$\Delta \varepsilon_{ps}$	=	cambio de la deformación del acero de presfuerzo a tracción
$\Delta \varepsilon_S$	=	acortamiento elástico del hormigón
$\Delta f_{pA}$	=	pérdida por deslizamiento de los anclajes
$\Delta f_{pCR}$	=	pérdida por deformación plástica del hormigón
$\Delta f_{pES}$	=	pérdida por acortamiento elástico del hormigón
$\Delta f_{pR}$	=	pérdida por relajación del acero presforzado
$\Delta f_{pS}$	=	pérdida por contracción del hormigón
$\Delta L$	=	deslizamiento de los anclajes
$\varepsilon'_s$	=	deformación del acero destinado a resistir la compresión
$\varepsilon_c$	=	deformación en las fibras a compresión del elemento de hormigón
$\varepsilon_{ce}$	=	deformación del hormigón debido a la fuerza de presfuerzo
$\varepsilon_{ES}$	=	deformación por acortamiento elástico del hormigón
$\varepsilon_{pe}$	=	deformación del acero de presfuerzo luego de ocurrida las pérdidas
$\varepsilon_S$	=	deformación por contracción del hormigón
$\varepsilon_s$	=	deformación del acero destinado a resistir la tracción
$\varepsilon_T$	=	deformación total del hormigón
$\mu$	=	coeficiente de fricción
$\omega$	=	índice del acero corrugado a tracción
$\omega'$	=	índice del acero corrugado a compresión
$\omega_p$	=	índice del acero presforzado
$\rho$	=	cuantía del acero corrugado a tracción
$\rho_p$	=	cuantía del acero presforzado
$\rho_v$	=	relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto



## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Introducción y antecedentes

En las últimas décadas diversas instituciones y empresas, han realizado investigaciones intensas sobre el diseño a corte de elementos de hormigón armado o pretensado. Sin embargo, aún no se dispone de un modelo de diseño de corte generalmente aceptado, particularmente para miembros de hormigón armado sin refuerzos transversales (o estribos), que a menudo se pueden encontrar en la práctica.

El trabajo de elementos de hormigón pretensado, se consigue comprimiendo al hormigón por medio de cables de acero de alta resistencia (armadura activa), produciendo internamente un equilibrio de fuerzas entre el hormigón y el acero, lo que mejora sustancialmente el comportamiento del elemento. (Carrasco, 2010)

En general, la resistencia a cortante de una viga depende de la capacidad resistente del hormigón y la armadura transversal. Los esfuerzos que producen el corte, son predominantemente los esfuerzos de tensión diagonal, cuando ésta supera la resistencia a tracción del hormigón se produce la fractura (grieta diagonal). Dependiendo de la sección del elemento estructural, se han observado dos tipos de fisuración diagonal: fisuración de corte por flexión y fisuración por corte en el alma.

Diferentes códigos, como el código ACI 318-14 (2014), el código NEC-15 (2015), especifican fórmulas de diseño de resistencia al corte, que se han derivado de un enfoque empírico o de antecedentes teóricos, y muestran una gran dispersión del nivel de seguridad.

Los elementos de hormigón pretensado se comportan mejor al cortante, es decir, resisten más que los de hormigón armado. Esto se debe fundamentalmente a la compresión a la que está sometido el hormigón. Este hecho es reconocido por los distintos códigos y normas, que presentan fórmulas que producen mayor resistencia a las del hormigón armado.

Hoy en día existe una gran variedad de literatura principalmente en inglés que engloba el análisis y diseño elementos de hormigón pretensado, sin embargo en español y en nuestro medio, se dispone de ella limitadamente. El libro desarrollado por el Ing. Fabián Carrasco, es de gran ayuda para estudiantes y profesionales de la ingeniería, para entender los principios básicos del pretensado, técnica que, aún cuando es ampliamente usada en otros países, recién empieza a utilizarse en esta zona del mundo.

## **1.2. Justificación**

En general, la resistencia a cortante de una viga, depende de la capacidad resistente del hormigón y la armadura transversal. La importancia que tiene el esfuerzo cortante en elementos estructurales, radica en determinar la carga máxima que puede aplicarse a una estructura de manera segura. La falla por cortante es generalmente brusca y frágil, por ello es de suma importancia diseñar la estructura de manera adecuada, para evitar este tipo de falla.

En el hormigón armado la resistencia al cortante está influida por varios factores, estos pueden ser la sección del elemento, disposición de armaduras longitudinales y transversales, la adherencia entre el hormigón y el acero, el tipo y posición de cargas y de los apoyos, etc. El hormigón pretensado se comporta mejor al cortante, es decir, resisten más que los de hormigón armado. Esto se debe fundamentalmente a la compresión a la que está sometido el hormigón. Si bien existen los códigos de diseño, aún no se han validado las fórmulas en nuestro medio, es por ello que se comprobará con modelos físicos que se ensayarán en laboratorio.

## **1.3. Objetivos**

### **1.3.1. Objetivo General**

Realizar un análisis en vigas de hormigón armado y pretensado, las cuales resistirán esfuerzos de flexión y cortante. Aplicando las hipótesis de cálculo según las normas dadas por el ACI para determinar la capacidad a la resistencia al cortante.



### **1.3.2. Objetivos específicos**

1. Establecer los conceptos que rigen el comportamiento de un elemento constituido por hormigón armado y pretensado.
2. Análisis de los factores que intervienen en la resistencia al corte en vigas de hormigón armado y hormigón pretensado de acuerdo a las normas dadas por el ACI, NEC.
3. Evaluar las ventajas que ofrece al optar por el hormigón pretensado, como solución constructiva desde el punto de vista de mayor resistencia al cortante.
4. Implementar una hoja de cálculo en Microsoft Excel, mediante la cual se pueda automatizar el proceso de diseño, para elementos en hormigón armado y pretensado.
5. Fabricar modelos físicos para comprobar la validez de las hipótesis y fórmulas, que dictan el comportamiento de elementos sometidos a cortante.

## 2. COMPORTAMIENTO DEL CORTANTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

La falla debida a esfuerzo cortante es frágil y siempre se debe tomar ciertas consideraciones para evitarla.

En la mayoría de los casos, los elementos de concreto armado se dimensionan para resistir las sollicitaciones de flexión y posteriormente se verifica su resistencia al corte. En caso que la sección no resista el corte aplicado, se le refuerza con acero transversal. Sólo en el caso de vigas cortas, en las que predomina el peralte a la luz libre, las dimensiones del elemento se definen en función a las sollicitaciones de corte. En ellas, los esfuerzos originados por la flexión no dominan el diseño. (Harmsen, 2002)

En pocos casos se da el cortante puro, por ejemplo en el diseño de ménsulas, donde el cortante es el principal esfuerzo a ser tomado en cuenta.

En un elemento de hormigón sometido a cargas pequeñas que no producen grietas en la sección, los esfuerzos cortantes se pueden calcular mediante los principios de la resistencia de materiales, considerando un material isotrópico y elástico:

$$v = \frac{VQ}{Ib}$$

Donde:

$V$ : es la fuerza cortante que actúa en la sección

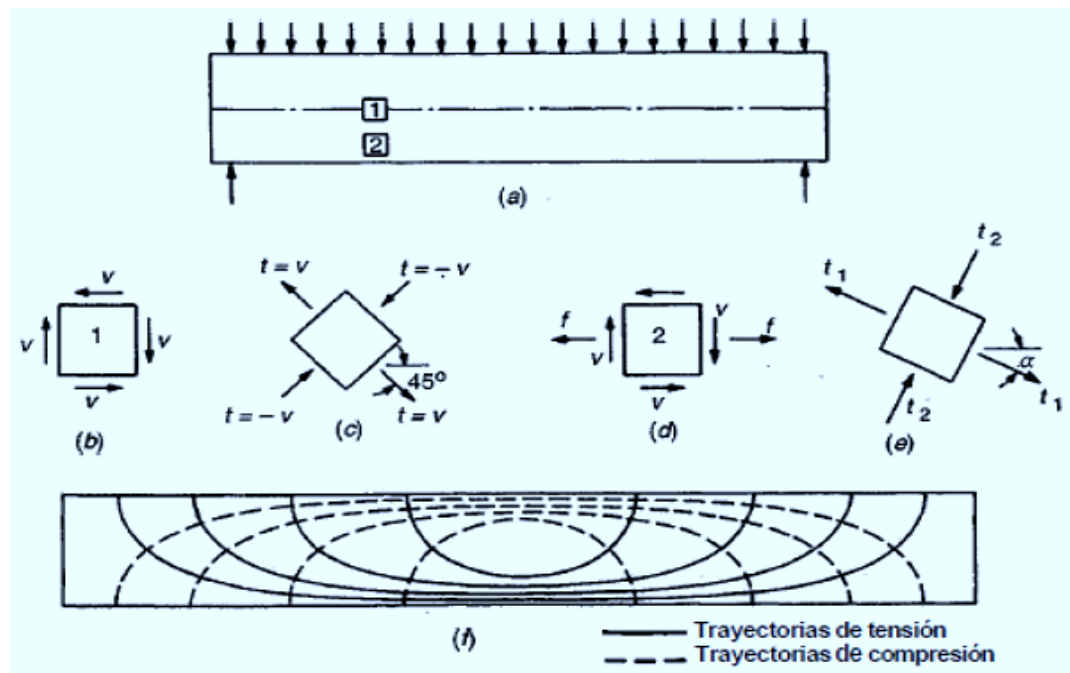
$Q$ : El momento estático

$I$ : El momento de inercia

$b$ : el ancho de la sección en el punto analizado.

Si analizamos el comportamiento de un elemento de hormigón armado sometido a cargas externas como muestra la Figura 1, se producen esfuerzos cortantes en las caras horizontales y verticales de un elemento infinitesimal. A partir de esto es posible construir el círculo de Mohr y obtener la magnitud y

dirección de los esfuerzos principales que actúan en un determinado ángulo con respecto al eje longitudinal del elemento, lo que a su vez determina la inclinación de la grieta, tal como se observa en la Figura 1.



**Nota:** Trayectorias de esfuerzos en vigas rectangulares homogéneas, (Nilson, 2001)

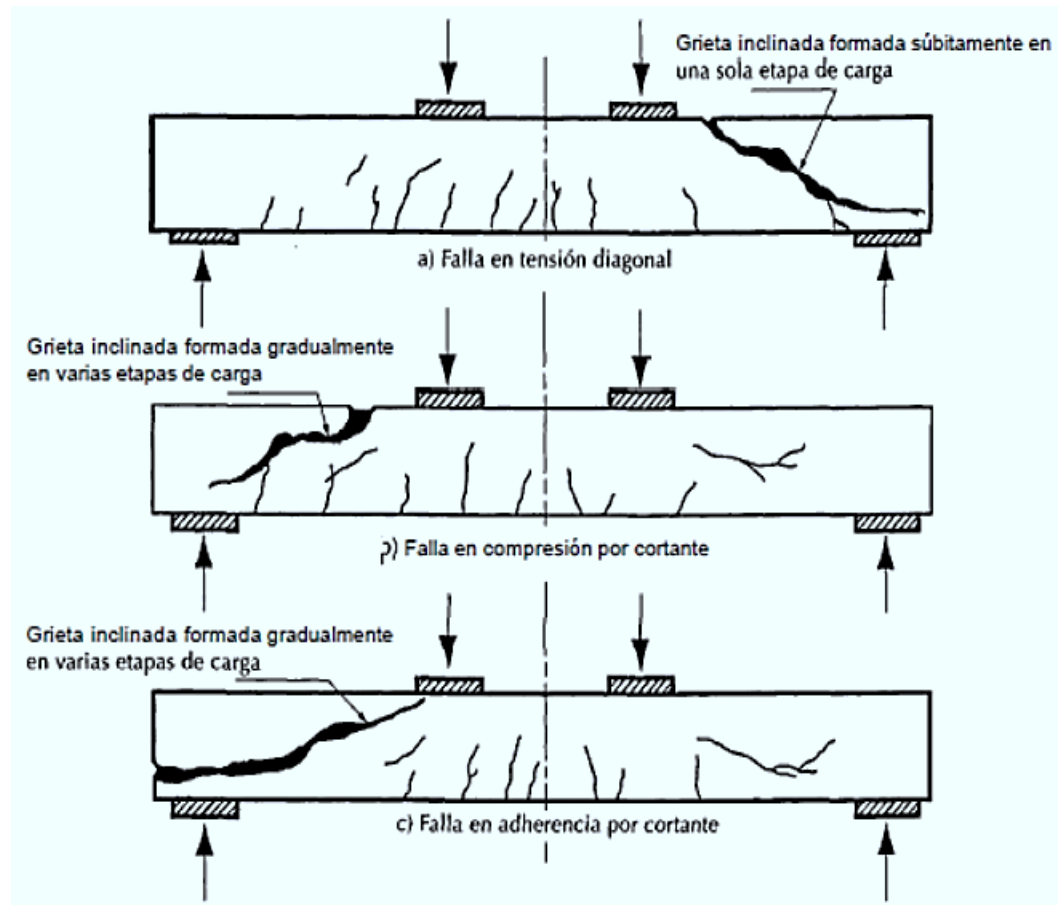
Figura 1. Trayectorias de esfuerzos en vigas rectangulares homogéneas

## 2.1. Comportamiento y modos de falla en secciones rectangulares

A continuación, se describen el comportamiento bajo carga y los modos de falla de elementos de concreto. Se procederá analizar los elementos en dos tipos distintos:

- Vigas sin refuerzo transversal en el alma, sujetas a fuerza cortante y momento flexionante.
- Vigas con refuerzo transversal en el alma (estribos), sujetas a fuerza cortante y momento flexionante.

### 2.1.1. Elementos sin refuerzo en el alma



**Nota:** Representación esquemática de los diferentes tipos de falla en elementos en los que predomina la fuerza cortante. (González Cuevas, 2005)

Figura 2. Representación esquemática de los diferentes tipos de falla

Analizando un elemento sometido a carga indicado en la Figura 2, se tiene lo siguiente:

Cuando aparecen las primeras grietas debidas a flexión, el comportamiento del elemento es básicamente elástico. Al incrementar las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada semejante a la mitad del peralte. La grieta inclinada puede aparecer sin previo aviso, y extenderse rápidamente hasta causar el colapso del elemento, como se muestra en la Figura 2.a, esta falla se la conoce como tensión diagonal

Cuando el agrietamiento es inclinado, se desarrolla gradualmente y el elemento falle por el aplastamiento en la zona de compresión, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por flexión, como se muestra en la Figura 2.b, la falla se conoce como compresión por cortante.

Cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero de tensión, simultáneos con un aplastamiento en la zona de compresión, tal como se muestra en la Figura 2.c, se conoce a la falla como adherencia por cortante.

### 2.1.2. Elementos con refuerzo en el alma

El principal objetivo del refuerzo transversal, es aumentar su resistencia a la fuerza cortante, pueden ser de distintos tipos como se muestra en la Figura 3.

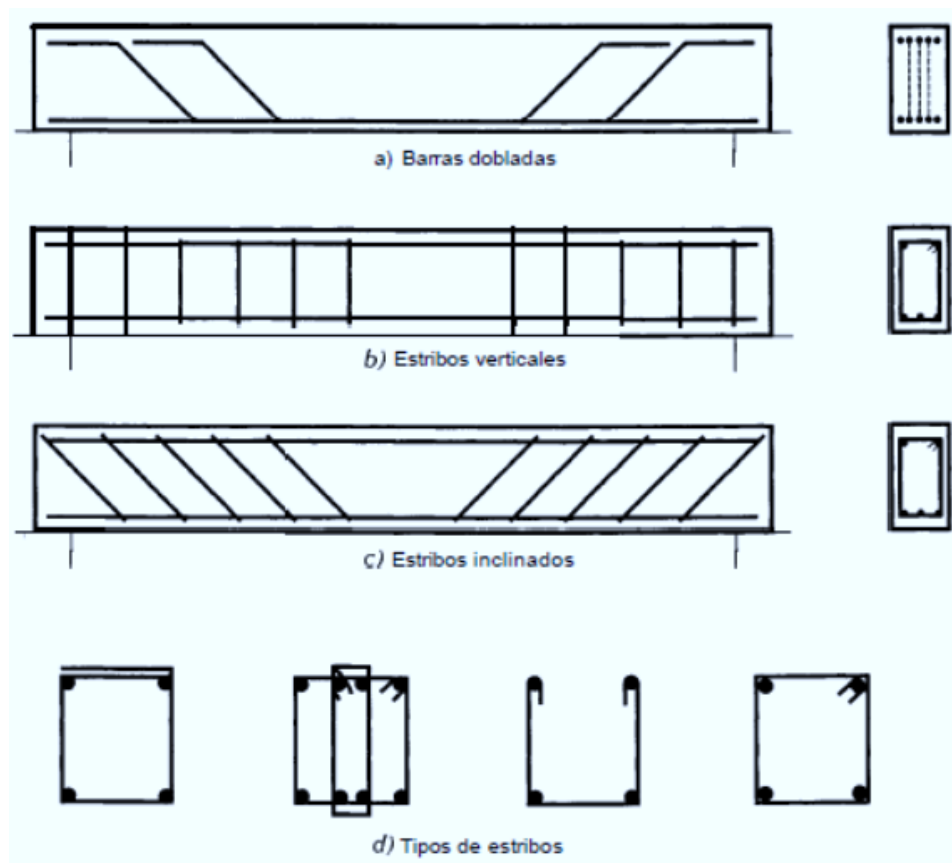


Figura 3. Tipos de refuerzo transversal, (González Cuevas, 2005)

Los estribos generalmente se colocan en posición vertical, pero también se pueden colocar inclinados con respecto al eje del elemento con un ángulo que varía entre  $30^\circ$  y  $60^\circ$ , la inclinación más común es de  $45^\circ$  (Figura 3.c).

El comportamiento bajo carga de elementos con refuerzo en el alma, es similar al descrito en la sección anterior, cuando aparecen las primeras grietas inclinadas, la presencia del refuerzo transversal restringe el crecimiento de las grietas inclinadas. Ahora bien, si se tiene el refuerzo transversal suficiente, las grietas inclinadas serán pequeñas y la falla se producirá en flexión, antes o después de la fluencia del acero longitudinal.

Si el elemento tiene poco refuerzo en el alma, la falla puede producirse por fractura en algunas las barras de refuerzo transversal. Es importante que, para que el refuerzo transversal sea realmente efectivo, se coloquen espaciamientos, según se establece en los códigos de diseño, para garantizar la resistencia necesaria.

## **2.2. Mecanismos de falla por cortante**

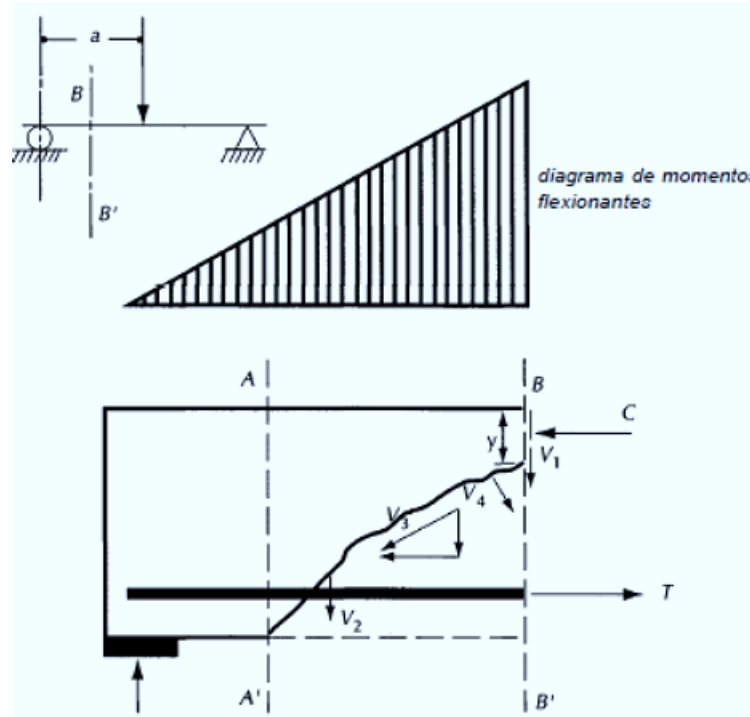
### **2.2.1. Miembros sin refuerzo transversal**

Considérese una viga sin refuerzo transversal, con refuerzo longitudinal adecuado y una carga puntual aplicada a una distancia  $a$  del apoyo. En la Figura 4 se presenta un diagrama de cuerpo libre del elemento, después de haberse desarrollado una grieta inclinada. Si se supone que la fuerza cortante en la longitud  $a$  es constante e igual a la reacción, despreciando el efecto del peso propio, los momentos flexionantes varían como se muestra en la misma Figura 4.

Antes de que aparezca la grieta inclinada, el comportamiento del miembro es prácticamente lineal y por lo tanto, la tensión en el acero es sensiblemente proporcional al momento flexionante. Pero una vez que se desarrolla una grieta inclinada, el comportamiento del elemento en la zona agrietada se asemeja al



de un arco rebajado. Por equilibrio, la tensión en el acero entre las secciones AA' y BB', debe ser constante e igual al valor correspondiente a la sección de momento flexionante mayor (BB'). (González Cuevas, 2005)



**Nota:** Diagrama de cuerpo libre de una grieta inclinada, (González Cuevas, 2005)

Figura 4. Diagrama de cuerpo libre de una grieta inclinada

Según (González Cuevas, 2005) La presencia de la grieta inclinada produce cuatro efectos importantes:

- Reduce la zona disponible para tomar esfuerzos de compresión; la compresión total debe ser tomada íntegramente en la profundidad. (Figura 4).
- Produce un aumento súbito en la tensión del refuerzo en la sección AA, hasta que ésta alcanza el valor correspondiente a la sección BB'.
- Reduce el área disponible para tomar la fuerza cortante en la sección. Antes de la aparición de la grieta, la fuerza cortante se distribuye de alguna manera a través de todo el peralte del elemento, mientras que después del agrietamiento, la mayor parte de la fuerza cortante tiene que ser resistida por la zona de compresión del concreto (fuerza  $V_1$ ), y sólo una parte pequeña es resistida por la barra de tensión (fuerza  $V_2$ ) y por

el efecto de trabazón entre las rugosidades de las superficies de las dos caras de la grieta (componente vertical de la fuerza  $V_3$ ).

- d) Reduce esfuerzos de tensión transversales a la posición de la grieta que pueden ser resistidos por el concreto (fuerza  $V_4$ ) y que pueden ser significativos. En la fuente citada al inicio de estos literales, se hace notar que estos esfuerzos, llamados residuales, no desaparecen totalmente al formarse la grieta, ya que las partes a ambos lados de ella no se separan totalmente, sino que se forman pequeños puentes que las mantienen unidas y a través de los cuales pueden seguirse transmitiendo esfuerzos.

Cuando se forma la grieta, no puede transmitirse a través de ella ninguna fuerza de tensión en dirección perpendicular a la misma. Sin embargo, siempre que la grieta se mantenga delgada, ésta aún puede transmitir fuerzas en su propio plano mediante el entrelazamiento de las superficies rugosas. (Nilson, 2001)

Si la grieta se estabiliza y el elemento es capaz de tomar carga adicional, la falla será de adherencia por cortante, cuando se agote la capacidad de transmitir tensiones por adherencia entre el acero y el concreto; o bien, de compresión por cortante, cuando se aplaste el concreto en la zona de compresión. Cuando el elemento carece de refuerzo transversal, es frecuente que estos dos tipos de falla se presenten casi simultáneamente. (González Cuevas, 2005)

### **2.2.2. Miembros con refuerzo transversal**

En la sección 2.1.2 se indicó ya que la presencia de refuerzo transversal, influye muy poco en el valor de la carga de agrietamiento y en el comportamiento general del elemento, antes de que se desarrolle la grieta inclinada. Una vez que se presente dicha grieta, el refuerzo en el alma contribuye eficazmente a incrementar la capacidad de carga del elemento y si este refuerzo se proporciona en forma adecuada, puede lograrse que el colapso se produzca

por efecto de los esfuerzos longitudinales de flexión y no por efecto de la fuerza cortante.

El refuerzo en el alma desempeña un papel triple, después de la aparición de la grieta inclinada. Por una parte, restringe el crecimiento y desarrollo del agrietamiento inclinado, conservando en esa forma una profundidad mayor para la zona de compresión. Esto incrementa la capacidad de esta zona para resistir fuerzas normales y tangenciales. Por otra parte, cuando se usa refuerzo transversal en forma de estribos, éstos mejoran la capacidad por adherencia del miembro, pues tienden a evitar fallas por desgarramiento al nivel del acero de refuerzo. Finalmente, el refuerzo en el alma toma una porción importante de la fuerza cortante externa y cuando el refuerzo forma anillos cerrados, incrementa ligeramente la resistencia de la zona de compresión debido al efecto de confinamiento. (González Cuevas, 2005)

El mecanismo de falla de un elemento con refuerzo transversal, ha sido difícil de establecer con precisión hasta ahora. Sin embargo, algunas de las funciones del refuerzo transversal pueden explicarse cualitativamente, acudiendo a la idealización propuesta por Ritter en 1899. Esta idealización, conocida como la analogía de *la* armadura, se presenta a continuación en forma generalizada, ya que algunas de las expresiones de dimensionamiento más comunes han sido derivadas de ella. Ritter supuso que una viga con refuerzo transversal, en la cual existen grietas causadas por tensiones inclinadas, puede idealizarse como una armadura, en la que el refuerzo longitudinal funciona como la cuerda de tensión; el refuerzo transversal como las diagonales de tensión, el concreto de la zona comprimida como la cuerda de compresión y las proporciones de concreto entre las grietas inclinadas como las diagonales de compresión. Esta idealización se muestra esquemáticamente en la Figura 5.a.

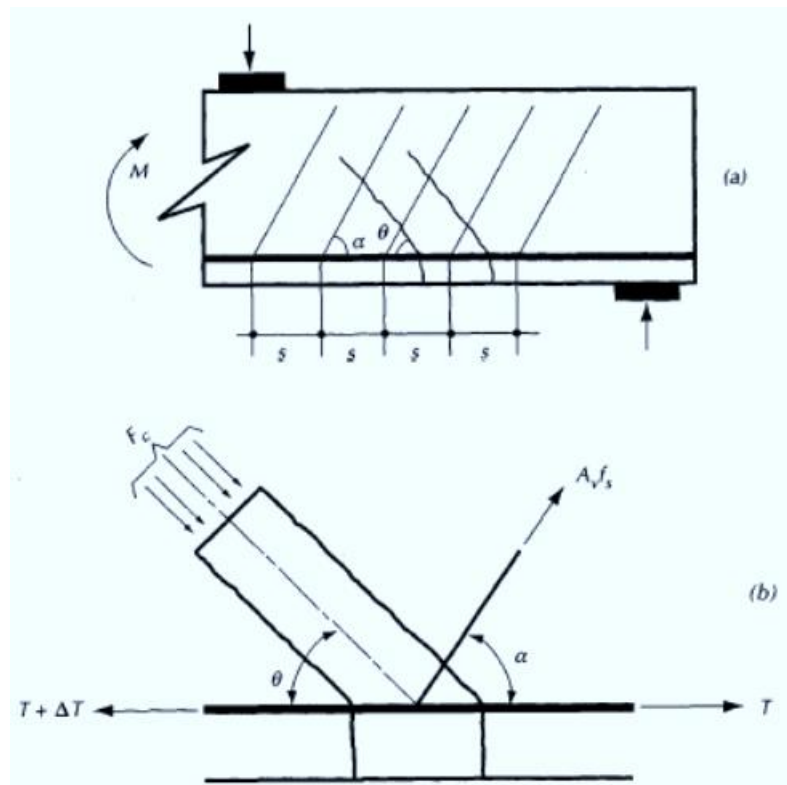


Figura 5. Analogía de la armadura. (González Cuevas, 2005)

En el análisis se supone que las grietas inclinadas forman un ángulo  $\theta$  y el refuerzo transversal un ángulo  $\alpha$  con el eje de la pieza.

Según (González Cuevas, 2005) las hipótesis en que se basa el análisis de la armadura son las siguientes:

- La zona comprimida del elemento toma sólo esfuerzos normales de compresión.
- El refuerzo longitudinal de tensión toma únicamente esfuerzos normales de tensión.
- Todas las tensiones inclinadas son resistidas por el refuerzo transversal.
- Las grietas inclinadas, se extienden desde el refuerzo longitudinal de tensión, hasta el centroide de la zona de compresión.
- Se desprecia el efecto del peso propio o de cargas distribuidas entre grietas inclinadas consecutivas. En otras palabras, el incremento de momento entre dos secciones distantes  $S$  entre sí es igual a  $V_S$ , donde  $V$  es la fuerza cortante en la zona entre las dos secciones consideradas.

En la Figura 5.b se muestran las fuerzas que actúan, en una junta de la cuerda de tensión de la armadura idealizada. El espaciamiento horizontal entre grietas inclinadas y entre barras o estribos de refuerzo transversal se designa por  $s$ . La fuerza de compresión en la diagonal de concreto se denota por  $F_c$ , y la de tensión en la diagonal de acero por  $A_v f_s$ , (en que  $A_v$  es el área del refuerzo transversal y  $f_s$ , es el esfuerzo a que está sujeto).

Debido al incremento de momento  $\Delta M$ , existe un incremento en la tensión longitudinal igual a  $\Delta T$ . (González Cuevas, 2005)

Por equilibrio de fuerzas verticales

$$A_v f_s \sin \alpha = F_c \sin \theta$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales

$$\Delta T = A_v f_s \cos \alpha + F_c \cos \theta$$

Teniendo en cuenta la hipótesis (e)

$$\Delta T = \Delta M / z = A_s / z$$

Donde  $z$  es el brazo del par resistente

Sustituyendo  $F_c$  de la ecuación 7.1 y  $\Delta T$  de la ecuación 7.3, en la ecuación 7.2 se tiene

$$\frac{V_s}{z} = A \left( \cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{\tan \theta} \right)$$

Por lo que la fuerza cortante máxima que puede tomarse en una área  $A_v$  de refuerzo transversal es

$$V = \frac{A_v f_s z}{s} \left( \cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{\tan \theta} \right)$$

Si se admite que las grietas forman comúnmente con un ángulo  $\theta$  igual a  $45^\circ$

$$V = \frac{A_v f_s z}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

De esta expresión puede deducirse que, si la capacidad de carga del elemento depende directamente de su resistencia a esfuerzos de tensión inclinados, la carga máxima se obtiene cuando fluye el acero de refuerzo transversal; esto es, cuando  $f_r = f_y$ . Esto presupone que tanto el concreto de la zona de compresión como el acero de refuerzo longitudinal, que forman las cuerdas de

compresión y de tensión de la armadura idealizada; deben ser capaces de soportar los incrementos en las fuerzas correspondientes, originados por el desarrollo de las grietas inclinadas. (González Cuevas, 2005)

### **2.3. Efectos de las variables en la carga de agrietamiento**

En esta sección se presentan, los efectos de las principales variables que influyen en la magnitud de la carga de agrietamiento. Puesto que el fenómeno es muy complejo, debido a la interacción de las distintas variables, no puede expresarse cuantitativamente el efecto individual de cada variable, sin tener en cuenta los efectos de las demás. Las expresiones que indican cuantitativamente los efectos de las variables, se presentarán posteriormente en la sección 2.5, en la forma en que se utilizan para evaluar la resistencia de elementos sujetos a fuerza cortante.

#### **2.3.1. Miembros sin refuerzo transversal**

##### **2.3.1.1. Resistencia del concreto a tensión**

Las grietas inclinadas aparecen cuando se supera la resistencia del concreto a esfuerzos de tensión: a mayor resistencia a tensión, mayor es la carga de agrietamiento inclinado.

Como no existe un procedimiento estándar para medir la resistencia del concreto a tensión, se acostumbra correlacionar la carga que produce el agrietamiento inclinado de un miembro, con la raíz cuadrada de la resistencia del concreto a compresión. Experimentalmente se ha encontrado, que la resistencia a tensión es aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia a compresión, en el rango usual de resistencia de concreto de peso normal. (González Cuevas, 2005)

### 2.3.1.2. Porcentaje de acero longitudinal

Se ha observado en ensayos de vigas, que al aumentar el porcentaje de acero longitudinal, aumenta la carga necesaria para producir el agrietamiento inclinado. La influencia de esta variable se explica teniendo en cuenta que, para miembros con características geométricas y mecánicas iguales y en los que sólo varía el porcentaje de acero longitudinal, el agrietamiento debido a flexión bajo una misma carga es mayor, cuanto menor es el porcentaje de acero longitudinal. Puesto que las grietas en flexión reducen la zona disponible para tomar esfuerzos cortantes, éstos aumentan al producirse aquéllas, incrementándose a su vez los esfuerzos de tensión inclinados. Por lo tanto, al aumentar el agrietamiento en flexión, disminuye el valor de la carga de agrietamiento inclinado. (González Cuevas, 2005)

### 2.3.1.3. Esbeltez

Se ha comprobado experimentalmente que, la capacidad al agrietamiento inclinado de un miembro disminuye al aumentar su esbeltez, entendiendo por esbeltez la relación entre el claro donde existe la fuerza cortante y el peralte. Para vigas con cargas concentradas, esta relación puede expresarse como  $M / V_d$ .

La disminución en el valor de la carga de agrietamiento al aumentar la esbeltez de un miembro, puede explicarse teniendo en cuenta dos aspectos. Primero, mientras mayor sea la esbeltez, para una misma carga, mayor será el agrietamiento por flexión y por lo tanto, mayores serán las concentraciones de esfuerzos en la parte superior de las grietas, al reducirse la sección disponible para tomar la fuerza cortante. Estas concentraciones de esfuerzos, incrementan el valor de los esfuerzos de tensión inclinados y propician el desarrollo de la grieta en tensión diagonal, como continuación de la grieta en flexión. Segundo, en elementos poco esbeltos, en los que las cargas están cercanas a los apoyos, los esfuerzos normales de compresión  $f_y$  disminuyen el valor del esfuerzo principal de tensión y aumentan, por lo tanto, la carga necesaria para producir el agrietamiento inclinado. (González Cuevas, 2005)

De lo anterior, tanto la esbeltez como el porcentaje de acero longitudinal, influyen en el valor de la carga de agrietamiento inclinado; debido a la interacción que existe en el miembro entre los efectos de la fuerza cortante y del momento flexionante.

#### **2.3.1.4. Corte de barras longitudinales**

Se ha observado que, si se corta un cierto número de barras longitudinales de tensión, en una zona en la que existe fuerza cortante, la carga de agrietamiento inclinado es menor, que la que se obtiene cuando no se corta ninguna barra. Esto se debe a que, en la sección de corte, se producen concentraciones importantes de esfuerzos que provocan grietas por flexión; lo que incrementa los esfuerzos cortantes en esta zona y origina, en forma prematura, el desarrollo de la grieta inclinada como continuación de las grietas por flexión. (González Cuevas, 2005)

#### **2.3.2. Miembros con refuerzo transversal**

Se ha mencionado ya, que el refuerzo transversal influye muy poco en el valor de la carga de agrietamiento inclinado y en el comportamiento general del miembro, antes de alcanzarse este nivel de carga. Las mediciones de deformación realizadas en barras de refuerzo transversal, muestran que los esfuerzos en dichas barras son prácticamente nulos, antes de que aparezca el agrietamiento inclinado. Las dimensiones de la grieta dependen de la cantidad de refuerzo transversal. (González Cuevas, 2005)

El resto de factores principales, como la calidad del concreto, el porcentaje de acero longitudinal, la esbeltez, etc., tienen los efectos descritos en la sección anterior.



#### 2.4. Concepto luz de cortante y su relación con la falla de cortante

Para la definición considérese la Figura 6, donde se muestra una viga simplemente apoyada con cargas puntuales en los tercios medios (caso de flexión pura), la relación  $M/V$  puede imaginarse como aquella longitud de viga “ $a$ ” sobre la cual la cortante es constante. (Orlando Giraldo, 2003)

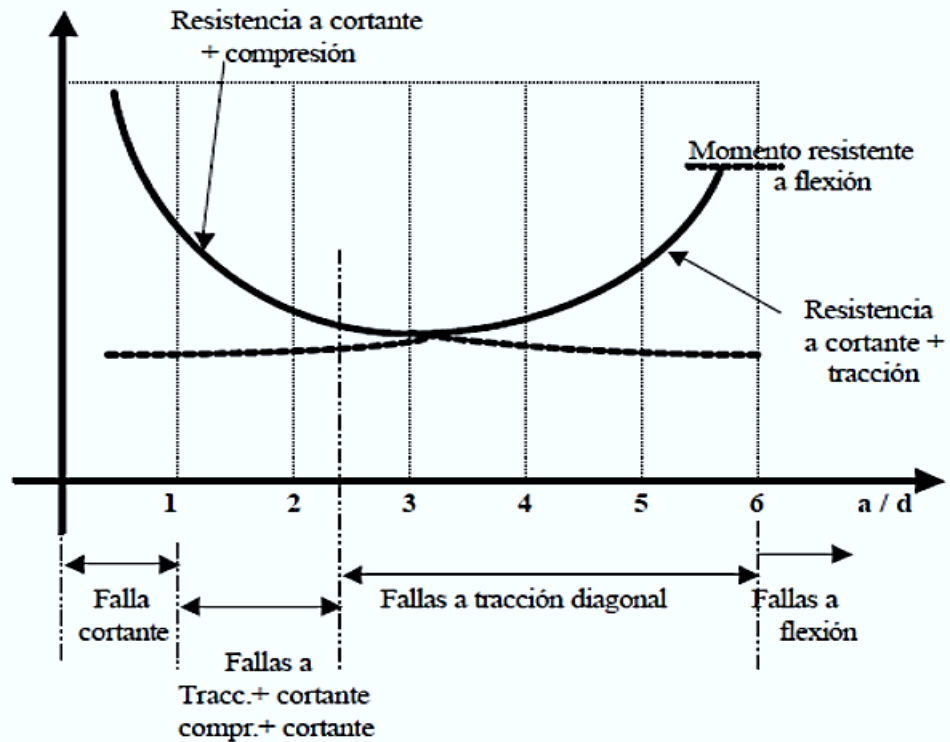
En el caso general, cuando la cortante varía continuamente, se determina su valor con la siguiente ecuación.

$$a = \frac{M}{V}$$

La relación luz de cortante “ $a$ ” altura efectiva “ $d$ ” ha sido también determinada experimentalmente, encontrándose que esta relación es un factor que influye en forma apreciable, en la resistencia a cortante de las estructuras. Al variar la relación “ $a / d$ ”, manteniendo constante las otras características, se puede apreciar el modo de falla a cortante de los elementos estructurales. La Figura 6 representa esta variación. Un análisis más detallado de los resultados indicados en la Figura 6, permite concluir que existen al menos cuatro tipos de fallas a cortante de acuerdo a la relación  $a / d$ : (Orlando Giraldo, 2003)

- $0.0 < ( a / d ) < 1.0$  : Viga profunda - falla a cortante pura (  $v$  )
- $1.0 < ( a / d ) < 2.5$  : Viga corta - Falla combinada (  $f + v$  ) controla (  $v$  )
- $2.5 < ( a / d ) < 6.0$  : Viga intermedia - falla diagonal (  $f + v$  )
- $6.0 < ( a / d )$  : Viga larga - falla a flexión (  $f$  )

### Momento de falla ( $V \times a$ )



**Nota:** Variación de la resistencia a cortante en función de  $a / d$ , (Orlando Giraldo, 2003)

Figura 6. Variación de la resistencia a cortante en función de  $a / d$

## 2.5. Expresiones para evaluar la resistencia a efectos de fuerza cortante

El código ACI y NEC se basa en las siguientes ecuaciones, las cuales deben cumplir la siguiente relación para la resistencia de diseño:

La resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{ACI Ecuación 9.5.1.1b}$$

Donde  $V_n$  es la resistencia nominal y  $V_u$  la cortante última aplicada en el elemento.

Resistencia a cortante en una dirección:

La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección,  $V_n$ ,

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{ACI Ecuación 22.5.1.1}$$

El valor de  $V_n$  es la suma de las contribuciones de resistencia a cortante del hormigón y el acero

La normativa NEC 2015: NEC - SE - HM Hormigón Armado, dice claramente que la para la Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón en elementos no preesforzados y el refuerzo de cortante, el cálculo se harán conforme a lo estipulado en las secciones del capítulo 22 del ACI 318-14. Lo que quiere decir que el diseño se básicamente en base a esta normativa mencionada.

La resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto,  $V_c$ , es:

En la sección 22.5.5.1 Para miembros no preesforzados sin fuerza axial,  $V_c$  debe calcularse por medio de:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{ACI Ecuación 22.5.5.1}$$

A menos que se realice un cálculo más detallado de acuerdo con la Tabla 22.5.5.1 (ACI 318S-14, 2014)

$V_c$		
<b>El menor de (a), (b) y (c)</b>	$V_c = \left( 0.5 \lambda \sqrt{f'_c} 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$	(a)
	$\leq (0.5 \lambda \sqrt{f'_c} 176 \rho_w) b_w d$	(b)
	$\leq 0.93 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

Tabla 1 Tabla 22.5.5.1 (ACI 318S-14, 2014)

El código ACI establece que, independiente del valor dado por la ecuación (a) de la tabla 22.5.5.1,  $V_c$ , debe cumplir con las siguientes condiciones el valor de  $V_u d / M_u \leq 1$  y su límite es  $V_c \leq 0.93 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$

La resistencia a cortante proporcionada por el acero,  $V_s$ , es:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d_p}{s} \quad \text{ACI Ecuación 22.5.10.5.3}$$

Donde  $s$  es el paso de la espiral o el espaciamiento longitudinal del refuerzo a cortante,  $f_{yt}$  es la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal,  $d_p$  es distancia desde la fibra extrema compresión hasta el centroide del acero preesforzado y  $A_v$  se define en 22.5.10.5.5 ó 22.5.10.5.6.

En la sección 22.5.10.5.5 (ACI 318S-14, 2014) Para estribos, estribos cerrados de confinamiento o gancho suplementario rectangulares,  $A_v$  debe tomarse como el área efectiva de las ramas de barra o alambre dentro del espaciamientos.

En la sección 22.5.10.5.6 (ACI 318S-14, 2014) Para cada estribo circular o espiral,  $A_v$  debe tomarse como dos veces el área de la barra dentro del espaciamientos.

Adicionalmente en la sección 9.7.6.2.2, 25.2, 18.4.2.4, 18.4.2 fija los límites para la separación mínima y máxima del refuerzo por cortante. (ACI 318S-14, 2014)

En los elementos pretensados, en la sección 9.7.6.2.2 El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la Tabla 9.7.6.2.2. (ACI 318S-14, 2014).

$V_s$	$s$ máximo, mm	
	Viga no preesforzada	
$\leq 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de:	d/2 600
$> 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de:	d/4 300

Tabla 2 Tabla 9.7.6.2.2- (ACI 318S-14, 2014)

Se deberá colocar refuerzo mínimo a cortante,  $A_{v \min}$ , en todas las secciones en donde  $V_u > 0.5\phi V_c$ . Por el contrario, cuando  $V_u < 0.5\phi V_c$  no es necesario colocar acero para resistir el esfuerzo cortante.



En la sección 9.6.3.3 (ACI 318S-14, 2014) Cuando se requiera refuerzo para cortante y 9.5.4.1 permita que los efectos de torsión sean despreciados,  $A_{v\ min}$  debe cumplir con la Tabla 9.6.3 .3.

Tipo de viga		$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas	El mayor de:	$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_ws}{f_{yt}}$	(a)
		$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_ws}{f_{yt}}$	(b)

Tabla 3 Tabla 9.6.3 .3. (ACI 318S-14, 2014)

### 3. COMPORTAMIENTO DEL CORTANTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADO

El estudio del comportamiento del cortante, ha reconocido algunos mecanismos de resistencia al corte dominantes en el hormigón y algunos factores principales como la resistencia del hormigón, la cuantía de la armadura, que más influyen en la capacidad portante al cortante de los miembros de hormigón.

Todo elemento estructural debe necesariamente diseñarse para el esfuerzo de cortante que impone su carga muerta, así como las demás cargas actuantes; la falla por cortante es usualmente brusca y frágil, por lo que debe tenerse especial cuidado en su diseño. (Carrasco, 2010)

#### 3.1. Esfuerzo cortante en hormigón pretensado

En un elemento con acero por cortante, se supone que una parte de la fuerza por cortante total es resistida por el hormigón y otra por el acero. El ACI no hace diferencia entre la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón, en secciones que tienen armadura por cortante y en las que no los tiene, es decir,  $V_c$  tiene un mismo valor. La resistencia nominal al cortante del hormigón en una sección, se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre la sección transversal efectiva, entiéndase como sección transversal efectiva al valor del área delimitada por el ancho del alma  $b_w$  y la altura  $d$  medida desde el centroide del acero preesforzado o desde el acero no preesforzado a tracción, si lo hay, hasta la fibra extrema en compresión, no es necesario que sea menor que  $0.8h$ . (Carrasco, 2010)

El refuerzo para secciones pretensadas, se maneja de forma similar a la utilizada para una viga de hormigón armado. En las expresiones que siguen,  $b_w$  es el ancho o el diámetro circular de la sección y  $d_p$  es la distancia desde la fibra externa en compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción. Si se introduce la reacción de compresión en la región final del miembro pretensado, las secciones de la viga ubicadas a distancias menores de  $h/2$  de la cara del soporte pueden diseñarse para el corte calculado en  $h/2$ , donde  $h$  es el espesor total del miembro. (McCORMAC, y otros, 2016)

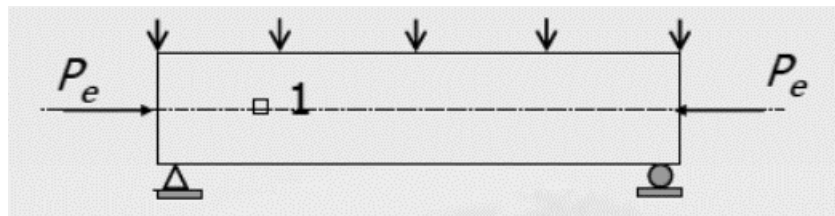
$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_w d_p}$$

### 3.2. Efecto de la fuerza de pretensado

En presencia de fuerza de pretensado, el agrietamiento por flexión ocurre a una carga mayor y las grietas de corte también se generan a mayor carga.

Con el aumento de la carga más allá de la carga de fisuración, las grietas se generan en una secuencia similar. Sin embargo, las inclinaciones del agrietamiento de flexión y de corte se reducen dependiendo de la cantidad de pretensado y el perfil del torón.

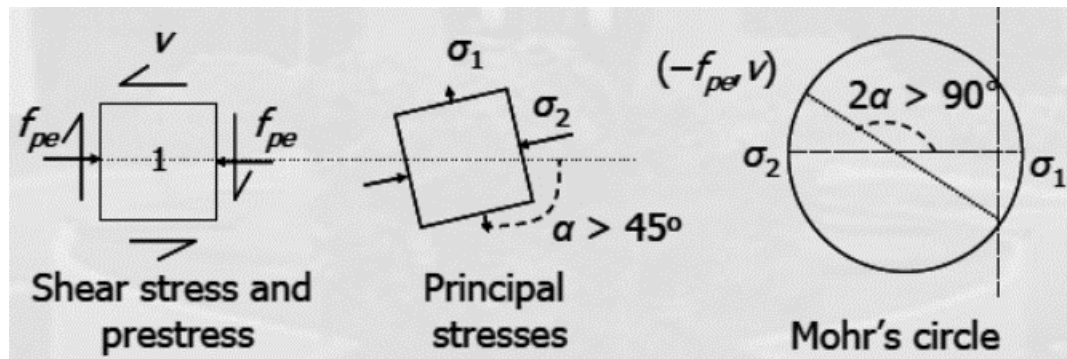
El efecto de la fuerza de pretensado se explica para una viga con una fuerza de pretensado efectiva concéntrica ( $P_e$ ).



**Nota:** Viga simplemente apoyada bajo pretensado concéntrico y carga uniformemente distribuida.

Figura 7. Viga simplemente apoyada bajo pretensado concéntrico

Para un punto en el eje neutro (Elemento 1), existe una tensión normal debido a la fuerza de pretensado ( $-pe$ ). La tensión de tracción principal ( $\sigma_1$ ) está inclinada al eje neutro en un ángulo superior a  $45^\circ$ . Con la combinación del esfuerzo cortante, el esfuerzo de compresión principal ( $\sigma_2$ ) se inclina al eje neutro en un ángulo mucho más pequeño que  $45^\circ$ . La siguiente figura muestra el estado de las tensiones en el plano. (Sengupta, 2012)



**Nota:** Estado de tensiones en un punto del eje neutro para una viga pretensada, (Sengupta, 2012)

Figura 8. Tensiones en un punto del eje neutro en viga pretensada

En la figura 8, se muestra la formación de grietas para una viga pretensada con una gran relación largo profundidad y una carga uniformemente distribuida.

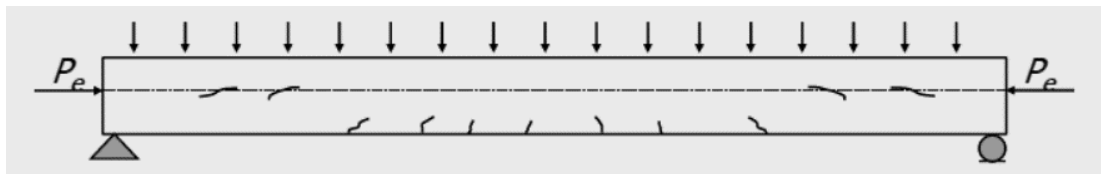


Figura 9. Formación de grietas en viga pretensada, (Sengupta, 2012)

Después del agrietamiento, en presencia de fuerza de pretensado, la longitud y el ancho de grieta de una grieta diagonal son bajos. Por lo tanto, el agregado entrelazado y la zona de concreto bajo compresión son más grandes en comparación con una viga no pretensada bajo la misma carga. Por lo tanto, la resistencia al corte del hormigón ( $V_c$ ) aumenta en presencia de fuerza de pretensado. (Sengupta, 2012)

La sección 22.5.8 (ACI 318S-14, 2014) proporciona dos métodos para estimar la resistencia al corte que el concreto de una sección pretensada puede resistir.

Existe un método aproximado, que puede usarse sólo cuando la fuerza de pretensado efectiva es igual a al menos el 40% de la resistencia a la tensión



del refuerzo de flexión,  $f_{pu}$ , y un análisis más detallado, que puede usarse independientemente de la magnitud de la efectividad de la fuerza de pretensado.

Estos métodos se discuten en los párrafos a continuación:

### 3.3. Método aproximado

La sección 22.5.8.2 Para miembros preesforzados a flexión que cumplan con  $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$ ,  $V_c$  debe ser calculado de acuerdo con la Tabla 22.5.8.2, pero no debe ser menor al valor obtenido en la ecuación (22.5.5.1). (ACI 318S-14, 2014)

$V_c$ ( $kg/cm^2$ )	
El menor de (a), (b) y (c):	$V_c = \left( 0.16\lambda\sqrt{f'c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d_p$ [1] (a)
	$V_c \leq \left( 0.16\lambda\sqrt{f'c} + 49 \right) b_w d_p$ (b)
	$0.53\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p$ (c)

[1]  $M_u$  Ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección considerada.

Tabla 4 Tabla 22.5.8.2 (ACI 318S-14, 2014)

El código ACI establece que, independiente del valor dado por la ecuación (a) de la tabla 22.5.8.2,  $V_c$ , debe cumplir con las siguientes condiciones  $0.53\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p$  y el valor de  $V_u d_p / M_u \leq 1$

### 3.4. Análisis más detallado

Se deberá hacer un análisis más detallado, si la fuerza efectiva de pretensado es inferior al 40% de la resistencia a la tensión del refuerzo de flexión. Se considera que la fuerza de cortante nominal transmitida por el hormigón, es igual a la más pequeña de  $V_{ci}$  o  $V_{cw}$ , que se definirán aquí.

En forma alternativa, se permite determinar  $V_c$  de acuerdo con la sección 22.5.8.3 (ACI 318S-14, 2014) se permite tomar  $V_c$  como el menor entre  $V_{ci}$  calculado de acuerdo con 22.5.8.3.1 y o  $V_{cw}$ , calculado de acuerdo con 22.5.8.3.2 ó 22.5.8.3.3.

El término  $V_{ci}$  resistencia nominal a cortante, proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal, como resultado de la combinación de cortante y momento. El término  $V_{cw}$  resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, cuando se produce fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales altos de tracción en el alma. En ambas expresiones a seguir,  $d$ , es la distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide de los torones pretensados o es  $0.8h$ , lo que sea mayor.

La capacidad de corte estimada,  $V_{ci}$  puede calcularse mediante la siguiente expresión, dada por la Sección 22.5.8.3.1 del Código ACI:

La resistencia a flexión-cortante,  $V_{ci}$ , debe tomarse como la mayor entre (a) y (b):

$$(a) V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{cre}}{M_{max}} \quad \text{ACI Ecuación 22.5.8.3.1a}$$

$$(b) V_{ci} = 0.45\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p \quad \text{ACI Ecuación 22.5.8.3.1b}$$

Donde,  $d_p$ : no hay necesidad de tomarlo menor que  $0.80/h$ , los valores de  $M_{max}$  y  $V_i$  se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento mayorado en la sección, y  $M_{cre}$  se debe calcular como:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right) \left(1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right) \quad \text{ACI Ecuación 22.5.8.3.1c}$$

Dónde:

$y_t$  = Distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la cara en tracción, sin considerar el refuerzo.

$I$  = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide.

$f_{pe}$  = Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del pre esforzado, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado, en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por las cargas aplicadas externamente.

$f_d$  = Esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada, en la fibra extrema de una sección en la cual, el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas.

La sección 22.5.8.3.2 (ACI 318S-14, 2014) La resistencia a cortante en el alma,  $V_{cw}$ , se debe calcular como:

$$V_{cw} = (0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd_p + V_p \quad \text{ACI Ecuación 22.5.8.3.2}$$

Donde:

$f_{pc}$  = esfuerzo de compresión en el concreto, después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado, en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente ó en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala.

$V_d$  = Componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado en una sección.

La sección 22.5.8.3.3 (ACI 318S-14, 2014) Como alternativa a 22.5.8.3.2,  $V_{cw}$ , puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de  $1.1\lambda\sqrt{f'_c}$  en la ubicación señalada en (a) o (b):

(a) Cuando el eje neutro de la sección transversal preesforzada se encuentra en el alma, el esfuerzo principal a tracción se debe calcular en el eje neutro.

(b) Cuando el eje neutro de la sección transversal preesforzada se encuentra en el ala, el esfuerzo principal a tracción se debe calcular en la intersección del ala con el alma.

En la sección 22.5.8.3.4 (ACI 318S-14, 2014) En miembros compuestos, el esfuerzo principal de tracción, definido en 22.5.8.3.3, se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

Estas fórmulas se vuelven complejas, por un lado, a muchas investigaciones que se vienen realizando, debido al mayor conocimiento del comportamiento del hormigón pretensado y por otro lado, al reconocimiento de nuevas herramientas para realizar cálculos numéricos, con el uso de computadoras cada vez más potentes y veloces.

Para un cálculo rápido de un pre diseño, se puede tomar las ecuaciones que da el ACI para elementos no preesforzados, sabiendo que se está del lado de la seguridad; pues el cortante que resiste los elementos pretensados, es mayor que el que resiste los elementos no pretensados. (Carrasco, 2010)

### **3.5. Refuerzo para cortante en una dirección.**

En la sección 22.5.10.1 (ACI 318S-14, 2014) En cada sección donde  $V_u > \phi V_c$ , debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación (22.5.10.1):

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{ACI Ecuación 22.5.8.3.2}$$

En la sección 22.5.10.5.1 (ACI 318S-14, 2014) Resistencia al cortante en una dirección proporcionada por refuerzo transversal. Se permite refuerzo a cortante en miembros preesforzados y no preesforzados que cumpla con (a), (b) o (c):

(a) Estribos o estribos cerrados de confinamiento perpendiculares al eje longitudinal del miembro.

(b) Refuerzo electro soldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje longitudinal del miembro.

(c) Espirales.

En la sección 22.5.10.5.2 (ACI 318S-14, 2014) Se permiten como refuerzo a cortante en miembros no preesforzados, estribos inclinados que formen un ángulo de 45 grados o más con el refuerzo longitudinal y que atraviesen el plano de la potencial fisura por cortante.

El Refuerzo para cortante en una dirección se puede calcular de la siguiente manera.

En la sección 22.5.10.5.3 (ACI 318S-14, 2014) El  $V_s$  para refuerzo a cortante que cumple con 22.5.10.5.1 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d_p}{s} \quad \text{ACI Ecuación 22.5.10.5.3}$$

Donde  $s$  es el paso de la espiral o el espaciamiento longitudinal del refuerzo a cortante y  $A_v$  se define en 22.5.10.5.5 ó 22.5.10.5.6.

En la sección 22.5.10.5.4 (ACI 318S-14, 2014) El  $V_s$ , para refuerzo al cortante que cumple con 22.5.10.5.2 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad \text{ACI Ecuación 22.5.10.5.3}$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del miembro,  $s$  se mide en la dirección paralela al eje longitudinal del refuerzo, y  $A_v$  se define en 22.5.10.5.5.

En la sección 22.5.10.5.5 (ACI 318S-14, 2014) Para estribos, estribos cerrados de confinamiento o gancho suplementario rectangulares,  $A_v$  debe tomarse como el área efectiva de las ramas de barra o alambre dentro del espaciamientos.

En la sección 22.5.10.5.6 (ACI 318S-14, 2014) Para cada estribo circular o espiral,  $A_v$  debe tomarse como dos veces el área de la barra dentro del espaciamientos.

Adicionalmente en la sección 9.7.6.2.2, 25.2, 18.4.2.4, 18.4.2.5 (ACI 318S-14, 2014) fija los límites para la separación mínima y máxima del refuerzo por cortante.

En los elementos pretensados, en la sección 9.7.6.2.2 El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la Tabla 9.7.6.2.2. (ACI 318S-14, 2014). Se debe escoger el menor de los valores. Si  $V_s > 1.1 \sqrt{f'c} b_w d_p$  las separaciones máximas se deben reducir a la mitad.

El refuerzo por cortante es de gran importancia, ya que previene la formación de grietas y una posible falla, por otro lado, aumenta la ductilidad del elemento.

### 3.6. Cuantías mínimas en el refuerzo transversal.

En la sección 9.6.3.3 Cuando se requiera refuerzo para cortante y 9.5.4.1 permita que los efectos de torsión sean despreciados,  $A_{v,min}$  debe cumplir con la Tabla 9.6.3 .3. (ACI 318S-14, 2014)

Tipo de viga		$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$A_{v,min} \geq 0.2 \sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(a)
		$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{ps} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	$0.2 \sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(c)
		$3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps} f_{pu}}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

Tabla 5 Tabla 9.6.3 .3. (ACI 318S-14, 2014)

### 3.7. Resistencia nominal a cortante horizontal $V_{nh}$

En la sección 16.4.4.1 Cuando  $V_u > \phi(3.5 b_v d)$ ,  $V_{nh}$ , debe tomarse como  $V_n$ , calculado de acuerdo con 22.9, donde  $b_v$ , es el ancho de la superficie de contacto y  $d$  es concordante con 16.4.4.3. (ACI 318S-14, 2014)

En la sección 16.4.4.2 Cuando  $V_u \leq \phi(3.5 b_v d)$ ,  $V_{nh}$ , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 16.4.4.2, donde  $A_{v,min}$ , cumple con 16.4.6,  $b_v$ , es el ancho de la superficie de contacto y  $d$  cumple con 16.4.4.3.

En el comentario R16.4.4.2 Las resistencias permitidas para el cortante horizontal y el requisito de 6 mm para la amplitud de la rugosidad. La superficie de contacto de concreto debe estar limpia y sin residuos de exudación o lechada (ACI 318S-14, 2014)

Refuerzo para transmisión de cortante	Preparación de la superficie de contacto	$V_{nh}$	
$A_v$ $\geq A_{v,min}$	Concreto colocado contra concreto endurecido intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	Menor de: $\lambda \left( 18 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right)$	(a) (b)
	Concreto colocado contra concreto endurecido y no intencionalmente rugoso	$35b_v d$	(c)
Otros casos	Concreto colocado contra concreto endurecido intencionalmente rugoso	$5.6b_v d$	(d)

Tabla 6 Tabla 16.4.4.2 (ACI 318S-14, 2014)

En la Tabla 16.4.4.2,  $d$  es la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al centroide de refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado, si existe, pero no hay necesidad de tomarlo menor de  $0.80h$  para miembros de concreto preesforzado.

### 3.8. Refuerzo mínimo para transferir el cortante horizontal

En la sección 16.4.6.1 Donde el refuerzo de transferencia de cortante se diseña para transferir el cortante horizontal,  $A_{v,min}$ , debe ser el mayor entre (a) y (b): (ACI 318S-14, 2014)

$$(a) A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$(b) A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Límites dimensionales:

En la sección 16.5.2.4 Para concreto de densidad normal, las dimensiones de las ménsulas deben seleccionarse de manera que  $Vu/\phi$  no exceda el menor de (a) hasta (c): (ACI 318S-14, 2014)

$$(a) 0.2f'_c A_c$$

$$(b) (34 + 0.08f'_c)b_w d$$

$$(c) 110b_w d$$

### 3.9. Cortante por fricción

#### 3.9.1. Resistencia nominal a cortante

En la sección 22.9.4.2 Si el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, la resistencia nominal a cortante a través del plano de cortante supuesto debe calcularse por medio de:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

ACI Ecuación 22.9.4.2



Donde  $A_{vf}$  es el área del refuerzo que atraviesa el plano de cortante supuesto con el fin de resistir el cortante y  $\mu$  es el coeficiente de fricción de acuerdo con la Tabla 22.9.4.2 - Coeficientes de fricción. (ACI 318S-14, 2014)

Estado de la superficie de contacto	Coeficiente Estado de la superficie de contacto de fricción $\mu$	
Concreto construido monolíticamente	$1.41 \lambda$	(a)
Concreto colocado contra concreto endurecido que esté limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6mm	$1.0 \lambda$	(b)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso	$0.6 \lambda$	(c)
Concreto construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados.	$0.7 \lambda$	(d)

Tabla 7 Tabla 22.9.4.2 Coeficientes de fricción. (ACI 318S-14, 2014)

$\lambda = 1.0$  para concreto de peso normal,  $\lambda = 0.75$  para concreto totalmente ligero. En los otros casos,  $\lambda$  se debe calcular con base en las proporciones volumétricas de agregado de peso normal y ligero como se indica en 19.2.4, pero no debe exceder 0.85. (ACI 318S-14, 2014)

Entonces el área requerida de refuerzo por cortante de fricción  $A_{vf}$ :

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\mu \phi f_y}$$

## 4. MATERIALES

Los materiales que intervienen en la elaboración de un hormigón armado y pretensado son básicamente los mismos, una mezcla de cemento, arena, piedra, agua y aditivos en medidas proporcionales y establecidas de acuerdo a lo diseñado.

Los elementos de hormigón armado están constituidos esencialmente por:

- Hormigón
- Acero normal o corrugado

Los elementos pretensados están constituidos esencialmente por:

- Hormigón
- Acero de presfuerzo
- Acero normal o corrugado

El acero normal o corrugado, es ya conocido y ampliamente estudiado en textos dedicados al análisis y diseño de elementos de hormigón armado.

El acero de presfuerzo es un acero de alta resistencia, el cual puede ser torones, hilos o barras. Más adelante se explicará más a detalladamente.

Algo que cabe recalcar es que el hormigón usado para presfuerzo debe ser un hormigón más resistente que el usado en hormigón armado. En nuestro país, un valor bastante usado en hormigones presforzados es  $f'c=400 \text{ Kg/cm}^2$ .

### 4.1. Agregados del Hormigón

#### 4.1.1. Cemento:

Se puede utilizar cemento Portland (ASTM C150). Es común en fábricas de hormigón pretensado, utilizar un cemento de alta resistencia inicial como el HE dado por la norma NTE INEN 2380 equivalente a la ASTM-C1157.

#### **4.1.2. Agregado fino y grueso:**

Se debe tener agregados duros, lavados, inertes, libres de materia orgánica, sulfatos y sales (Según la ASTM C33). El tamaño máximo de los agregados en hormigón será de 19 mm (3/4 in), además no se deberá exceder  $\frac{3}{4}$  del espaciamiento libre entre refuerzo de acero y la superficie del poste, ni  $\frac{3}{4}$  de la distancia mínima entre barras de acero.

#### **4.1.3. Agua:**

Se usa agua libre de contaminante, el agua potable de Cuenca cumple con todas las exigencias requeridas.

#### **4.1.4. Aditivos:**

Comúnmente se usa súper - plastificantes, reductores de agua, para conseguir una mezcla trabajable y a su vez reducir la relación agua cemento, factor de importancia en la resistencia del hormigón.

### **4.2. Propiedades del Hormigón**

#### **4.2.1. Resistencia a la compresión**

La prueba para la obtención del  $f_c'$  de un hormigón se realiza mediante la compresión uniaxial de una probeta cilíndrica de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, según lo especifica ASTM C-39.

Es muy importante obtener en obra el valor de  $f_c'$  utilizado en los diseños, ya que el hormigón debe absorber los altos esfuerzos debidos al presfuerzo.

#### **4.2.2. Resistencia a la tracción**

Es conocida que la resistencia a tracción  $f_{ct}$  del hormigón es mucho más baja que el valor de  $f_c'$ . Dichos valores por lo general oscilan entre  $0.10 f_c' \leq f_{ct} \leq 0.20 f_c'$ , y la obtención experimental de este valor es bastante difícil. Los procedimientos que actualmente se usan son:

- Método brasileño

- Método del módulo de ruptura

En el método brasileño, se utiliza una probeta similar a la utilizada en el ensayo a compresión, aplicando cargas diametralmente opuestas en las caras laterales del cilindro.

En el método del módulo de ruptura, se usa una viga de concreto sin refuerzo, apoyada en sus extremos y cargada en los tercios de la luz. Las dimensiones estándar del elemento, corresponden a una viga de sección cuadrada de 15 por 15 *cm* y una longitud de 45 *cm*, según lo estipulado en ASTM C-78.

### 4.2.3. Rigidez

Es la propiedad de un elemento estructural para resistir la sollicitación de cargas con la menor deformación posible. En el caso del hormigón, la rigidez se mide a través del módulo de elasticidad  $E_c$ , que es representado gráficamente mediante la curva esfuerzo vs. deformación.

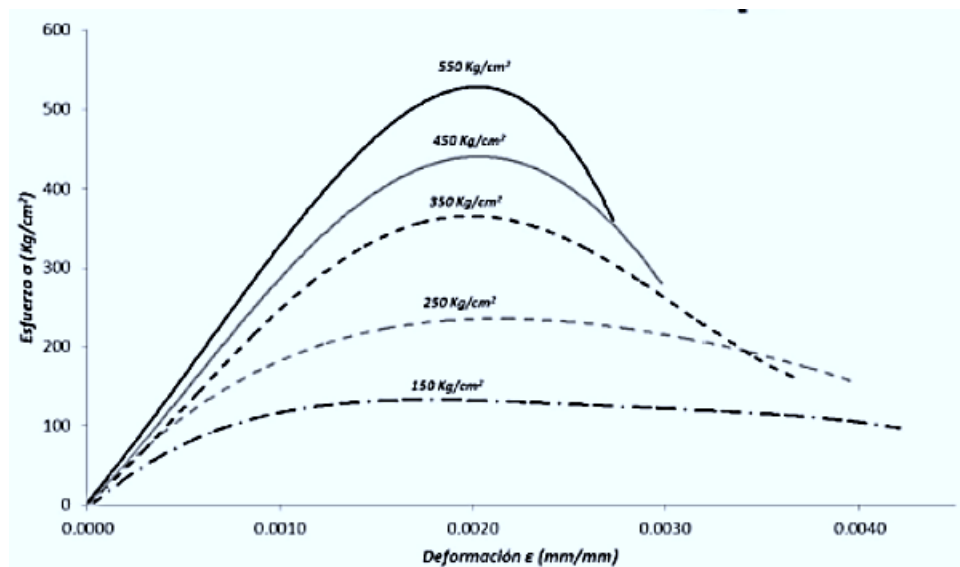


Figura 10 Curvas esfuerzo deformación

Curvas esfuerzo deformación, adaptada de (Nawy, 2009) pág. 36

### 4.3. Acero de Preesfuerzo

Este tipo de acero que está destinado al presfuerzo, debe soportar esfuerzos altos para que las deformaciones que ocurren en el hormigón, debido principalmente a la deformación plástica y contracción, no afecten en el diseño.

Un acero tradicional por lo general, soporta esfuerzos del orden de  $f_u=5600 \text{ Kg/cm}^2$  antes de su rotura a tracción, mientras que un acero de presfuerzo fácilmente alcanza los  $f_{pu}=19000 \text{ Kg/cm}^2$ , es decir más de 3 veces que un acero normal.

El cable trenzado o torón es un conjunto de 7 alambres, en donde 6 de ellos se envuelven alrededor de uno recto ubicado en el centro. Para la fabricación del torón, se usan los mismos alambres redondos, resistiendo así tracciones del orden de  $19000 \text{ Kg/cm}^2$ .

Es recomendable usar cables sin revestimiento grado 270 ksi de baja relajación (ASTM A416). (Carrasco, 2010).

A continuación, se muestra una lista de los torones comerciales:

Grado ksi	Grado $f_{pu}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	Diámetro Nominal (pulg)	Diámetro Nominal (mm)	Área Nominal ( $\text{cm}^2$ )	Peso ( $\text{Kg/m}$ )
250	17600	1/4	6.40	0.232	0.182
		5/16	7.90	0.374	0.294
		3/8	9.50	0.516	0.405
		7/16	11.10	0.697	0.548
		1/2	12.70	0.929	0.730
		9/16	15.20	1.394	1.094
270	19000	3/8	9.53	0.548	0.432
		7/16	11.11	0.742	0.582
		1/2	12.70	0.987	0.775
		9/16	15.24	1.400	1.102

Tabla 8 Propiedades de torones

Nota: Propiedades de torones (tomado y adaptado del catálogo de Emcocables)



#### **4.4. Acero de refuerzo Corrugado**

##### **4.4.1. Acero de refuerzo pasivo:**

Es una varilla de acero de sección circular, con resaltes transversales que asegura una alta adherencia con el concreto; laminadas en caliente y termotratadas que garantizan mayor flexibilidad y seguridad que el acero común. Las longitudes estándar son de 6, 9 y 12m

El acero longitudinal no preesforzado se usa como refuerzo en secciones críticas para aumentar la capacidad a momento último.

##### **4.4.2. Refuerzo transversal:**

Se usa refuerzo transversal (estribos) en el diseño con el fin de resistir los esfuerzos diagonales causadas por las fuerzas cortantes. Además de disminuir las grietas producidas a torsión, cortante, retracción y esfuerzos producidos por temperatura.

## 5. DISEÑO A CORTANTE EN ELEMENTOS SIMPLEMENTE APOYADOS

En este capítulo se indicará los principios que gobiernan el diseño a cortante, de un elemento armado y pretensando. Al ser elementos simplemente apoyados, la fuerza axial en el miembro es cero. La importancia que tiene el esfuerzo cortante en elementos estructurales, radica en determinar la carga máxima que puede aplicarse a una estructura de manera segura.

### 5.1. Criterios de diseño.

En hormigón armado, partimos de las dimensiones de la sección y la cantidad de refuerzo, para obtener las cargas máximas de gobernarán el diseño.

En hormigón pretensado, relacionados con el proceso de pretensado, pérdidas, diseño último, cortante, torsión, deflexiones. En este caso nos enfocaremos más al diseño a corte.

#### Momento flector y cortante último de diseño:

De acuerdo con la norma ASTM C78: la carga aplicada por la prensa, se distribuye en los puntos A y B con un valor de  $P$ , ver figura 11.

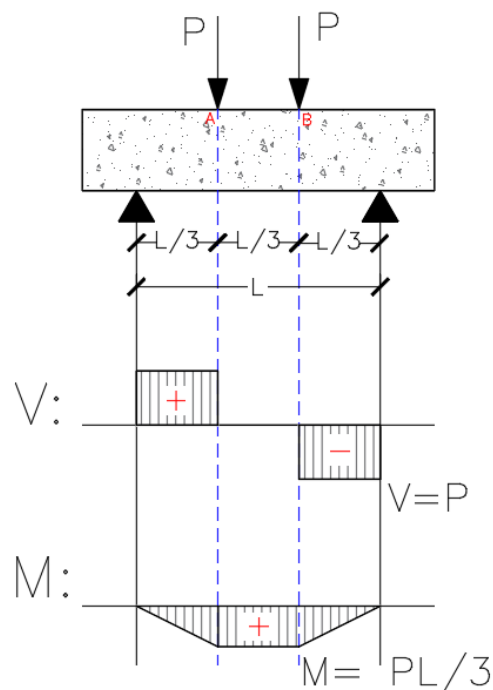


Figura 11 Diseño a cortante

## 5.2. Diseño de acuerdo al código ACI

El código ACI se basa en las siguientes ecuaciones, las cuales deben cumplir la siguiente relación para la resistencia de diseño:

La resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{ACI Ecuación 9.5.1.1b}$$

Resistencia a cortante en una dirección:

La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección,  $V_n$ ,

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{ACI Ecuación 22.5.1.1}$$

### 5.2.1. Diseño última resistencia a cortante en Hormigón Armado

$$L = 0.45 \text{ m}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

Recubrimiento de concreto es:

$$r = 4.00 \text{ cm}$$

$$r' = 4.00 \text{ cm}$$

Entonces la altura efectiva  $d$  es:

$$d = 11.55 \text{ cm}$$

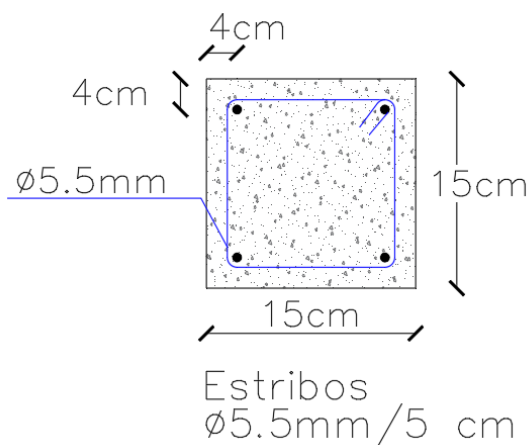


Figura 12 Sección de la viga en hormigón armado



### 5.2.1.1. Diseño Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, $V_s$ :

Para el refuerzo transversal, se utilizó varillas de acero trefilado con superficie corrugada con  $f_{yt} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ , de uso estructural para estribos para la construcción. Un diámetro de 5,5 mm con un espaciamiento de 5cm entre eje y eje de cada estribo.

El espaciamiento del refuerzo transversal cumple con los mínimos y máximos dados por el código ACI.

El refuerzo a cortante  $V_s$ , se calcula con 22.10.5.3

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Donde,  $A_v = 0.475 \text{ cm}^2$  entonces

$$V_s = 5,226.82 \text{ kg}$$

### 5.2.1.2. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto $V_c$ :

Para miembros no preesforzados sin fuerza axial,  $V_c$  se calcula con 22.5.5.1

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 1,749.000 \text{ kg}$$

A menos que se realice un cálculo más detallado de acuerdo con la Tabla 22.5.5.1

$V_c$		
El menor de (a), (b) y (c)	$V_c = \left( 0.5 \lambda \sqrt{f'_c} 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$	(a)
	$\leq (0.5 \lambda \sqrt{f'_c} 176 \rho_w) b_w d$	(b)
	$\leq 0.93 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

Tabla 9. Tabla 22.5.5.1 miembros no preesforzados sin fuerza axial

Teniendo que cuenta que  $M_u$  ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección considerada. El código ACI establece que independiente del valor dado por la ecuación (a) de la tabla 22.5.8.2,  $V_c$ , debe cumplir con las siguientes condiciones  $V_c \leq 0.93\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p$  y el valor de  $V_u d/M_u \leq 1$

Entonces, como primer paso se asume esta relación, para obtener  $V_c$ :

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$$

Luego de ciertas iteraciones para hacer que la relación sea  $\leq 1$ , se llegó a un valor de convergencia de  $0.733 < 1$ , lo cual cumple, entonces

$$V_c = \left( 0.5\lambda \sqrt{f'_c} 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$$

$$V_c = 2,026.00 \text{ kg}$$

La fuerza cortante de diseño es:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = V_n = 7,252.671 \text{ kg} = P$$

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con 22.5.1.2.

$$V_u \leq \phi (V_c + 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

$$7,252.671 \text{ kg} \leq 9,285.85 \text{ kg} \quad \text{Si cumple}$$

En cuanto al diseño a flexión del elemento, no es de interés en este trabajo de titulación, Para garantizar que la falla no sea por flexión, se diseñará cumpliendo con los requisitos dados por el ACI.

### 5.2.2. Diseño última resistencia a flexión en hormigón armado.

Momento último de Diseño:

$$M_u = \frac{PL}{3}$$

$$M_u = 1,087.95 \text{ kg.m}$$

El acero de tracción requerido es:

$$A_s = 2.94 \text{ cm}^2$$

La cuantía del acero es:

$$\rho = 0.0178$$

La cuantía máxima permisible en zona sísmica es:

$$\rho_{max} = 0.5\rho_b = 0.0186$$

Entonces como  $\rho < \rho_{max}$  solo se necesita armadura a tracción.

El momento nominal resistente es:

Por equilibrio de fuerzas horizontales, la fuerza de compresión en el hormigón es:

$$C_c = T$$

$$C_c = A_s * F_y$$

$$C_c = 12,862.929 \text{ kg}$$

La altura  $a$  del bloque de compresión es:

$$a = 2.52 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro queda definida como:

$$c = 3.30 \text{ cm}$$

Para el acero a tracción se necesita 2 Ø 14mm, dando un área de  $3.58 \text{ cm}^2$ , entonces el momento nominal es:

$$M_n = 1,464.92434 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 1,318.43 \text{ kg.m}$$

Se cumple el criterio de resistencia que

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$1,318.43 \text{ kg.m} \geq 1,087.95 \text{ kg.m}$$

Adicional se calcularon la longitud de desarrollo,  $l_d$ , siendo:

$$l_d = 44.80 \text{ cm}$$

Dado las limitaciones de las dimensiones de la viga, no se puede usar la longitud de desarrollo, por lo que se usará ganchos estándar a 180°.

### 5.2.3. Diseño última resistencia a cortante en Hormigón Pretensado

Existen varios criterios a tomarse en cuenta, para diseñar una viga de hormigón pretensado, relacionados con el proceso de pretensado, pérdidas, diseño último a flexión, cortante, torsión, deflexiones.

En este caso nos dedicaremos al diseño a cortante, pero en cuanto al diseño a flexión del elemento, no es de interés en este trabajo de titulación, pero para garantizar que la falla no sea por flexión, se diseñará cumpliendo con los requisitos dados por el ACI.

$$\begin{aligned} L &= 0.45 \text{ m} \\ b &= 15 \text{ cm} \\ h &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Recubrimiento de concreto es:

$$\begin{aligned} r &= 4.00 \text{ cm} \\ r' &= 4.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Entonces la altura efectiva  $d$  es:

$$d = 11.55 \text{ cm}$$

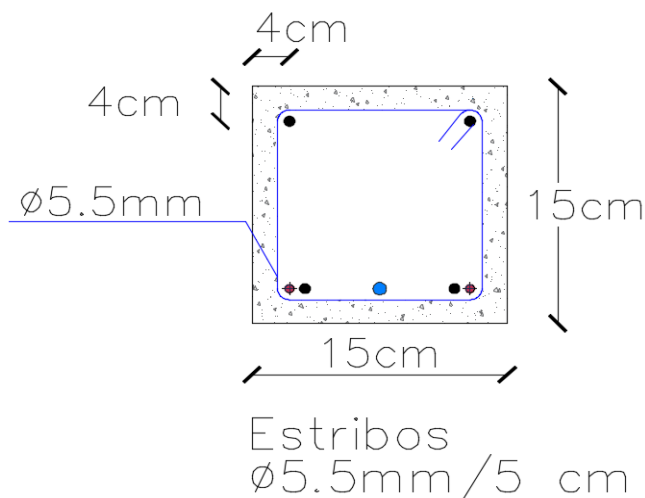


Figura 13 Sección de la viga en hormigón pretensado

Propiedades de la Sección:

$A$	225.00	cm <sup>2</sup>	Área
$I_x$	4,218.75	cm <sup>2</sup>	Inercia
$r$	4.33	cm	Radio de Giro
$r^2$	18.75	cm <sup>2</sup>	Radio de Giro al cuadrado
$C_{inf}$	7.50	cm	Centro de gravedad desde el borde inferior
$C_{sup}$	7.50	cm	Centro de gravedad desde el borde superior
$e$	3.50	cm	Excentricidad
$Z_{inf}$	562.50	cm <sup>3</sup>	Modulo resistente de la sección fibra inferior
$Z_{sup}$	562.50	cm <sup>3</sup>	Modulo resistente de la sección fibra Superior

Propiedades de los materiales:

$f_{pu}$	19,000	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la rotura a tracción del acero presforzado
$f_{py}$	17,000	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la fluencia del acero presforzado
$f_{pi}$	14,250	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de pretensado inicial
$f_{se}$	10,687.50	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo efectivo del Torón luego de las pérdidas

**5.2.3.1. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante,  $V_s$  .**

Para el refuerzo transversal, se utilizó varillas de acero trefilado con superficie corrugada con  $f_{yt} = 5000 \text{ kg/cm}^2$  de uso estructural para estribos para la construcción. Un diámetro mínimo de 5,5 mm con un espaciamiento de 5cm entre eje y eje de cada estribo.

El espaciamiento del refuerzo transversal cumple con los mínimos y máximos dados por el código ACI.

El refuerzo a cortante,  $V_s$ , se calcula con 22.10.5.3

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Donde,  $A_v = 0.475 \text{ cm}^2$ , entonces

$$V_s = 5,226.82 \text{ kg}$$

### 5.2.3.2. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, $V_c$ :

La sección 22.5.8.2 Para miembros preesforzados a flexión que cumplan con  $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$ ,  $V_c$  debe ser calculado de acuerdo con la Tabla 22.5.8.2, pero no debe ser menor al valor obtenido en la ecuación (22.5.5.1). (ACI 318S-14, 2014)

$V_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
El menor de	$V_c = \left( 0.16\lambda\sqrt{f'c} + 49\frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d_p$ (a)
(a), (b) y (c):	$V_c \leq \left( 0.16\lambda\sqrt{f'c} + 49 \right) b_w d_p$ (b)
	$0.53\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p$ (c)

Tabla 10. Tabla 22.5.8.2 (ACI 318S-14, 2014)

Teniendo que cuenta que  $M_u$  ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección considerada. El código ACI establece que independiente del valor dado por la ecuación (a) de la tabla 22.5.8.2,  $V_c$ , debe cumplir con las siguientes condiciones  $0.53\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p$  y el valor de  $V_u d/M_u \leq 1$

Entonces se asume esta relación, para obtener  $V_c$ :

$$V_u d/M_u \leq 1$$

Luego de ciertas iteraciones para hacer que la relación sea  $\leq 1$ , se llegó a un valor de convergencia de  $0.710 < 1$ , lo cual cumple, entonces

$$V_c = \left( 0.16\lambda\sqrt{f'c} + 49\frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d_p$$

$$V_c = 8,613.00 \text{ kg}$$

Comparando con los límites establecidos

$$0.53\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'c} b_w d_p$$

$$1,749.00 \leq V_c \leq 4,389.00$$

Notamos claramente que se pasa del límite establecido por el Código ACI, por lo que se procede a tomar el valor máximo.

$$V_c = 4,389.00 \text{ kg}$$

La fuerza Cortante de Diseño es:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = V_n = 9,615.82 \text{ kg} = P$$

Antes de pasar al diseño a flexión, las pérdidas del elemento no son de interés en este trabajo de titulación, pero para garantizar un buen diseño, se lo aplicara para dar cumplimiento con los requisitos dados por el ACI.

#### 5.2.4. Pérdidas en el elemento:

A continuación se muestran los siguientes resultados

<i>Pérdidas en el concreto</i>	<i>(kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>% del total</i>
Perdida por acortamiento elástico	715.85	5.02 %
Perdida por Fluencia Plástica	242.62	1.70 %
Perdida por Retracción	83.80	0.59 %

<i>Pérdidas en el acero</i>	<i>(kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>% del total</i>
Perdida por corrimiento de cuñas	1,067.73	7.49 %
Perdida por relajación del acero	189.78	1.33 %

Tabla 11. Resultados de las pérdidas en el concreto y acero

**Pérdida Total  $\Delta f_p T = 2,299.776 \text{ kg/cm}^2$** , lo que representa un 16.14% de perdías.

### 5.2.5. Diseño al destensar el elemento

Obtenemos los esfuerzos en los extremos y en el centro de la viga. Los cuales se comprarán con los esfuerzos máximos permisibles establecidos en el código ACI.

UBICACIÓN			TIPO
Extremos	$1.6\sqrt{f'c}$	<b>27.71</b>	<b>Tracción</b>
centro	$0.8\sqrt{f'c}$	13.86	
Extremos	$0.7f'c$	<b>210.00</b>	<b>Compresión</b>
centro	$0.6f'c$	180.00	

Tabla 12. Límites de esfuerzos permitidos en el hormigón

Extremos:

$$F_{inf} = -166.592 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{sup} = 27.765 \text{ kg/cm}^2$$

Centro:

$$F_{inf} = -166.349 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{sup} = 27.522 \text{ kg/cm}^2$$

Como se observa claramente que los esfuerzos calculados superan los límites. Como se indicó se pueden disminuir estos esfuerzos adicionando acero corrugado, en este caso se agrega refuerzo a compresión  $A_s'$  dado por 2 Ø 12mm en toda la longitud y refuerzo a tracción  $A_s$  dado por 2 Ø 10mm, entonces tenemos:

UBICACIÓN	ESFUERZOS		TIPO	Observación
	Ecuaciones	Norma		
Extremos	<b>-150.72</b>	210.00	<b>Compresión</b>	<i>Si cumple</i>
centro	-150.48	180.00		<i>Si cumple</i>
Extremos	<b>-7.41</b>	27.71	<b>Tracción</b>	<i>Si cumple</i>
centro	-7.65	13.86		<i>Si cumple</i>

Tabla 13. Comparación de esfuerzos permitidos en el hormigón



### 5.2.6. Diseño última resistencia a flexión.

Momento último de Diseño es:

$$M_u = \frac{PL}{3}$$
$$M_u = 1,500 \text{ kg.m}$$

El valor de la tensión nominal de presfuerzo es:

$$f_{ps} = 15,862.54 \text{ kg/cm}^2$$

La profundidad del bloque equivalente es:

$$a = 3.41 \text{ cm}$$

$$c = 4.46 \text{ cm}$$

El momento nominal que resistente de la sección es:

$$M_n = 1,911.62 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 1,720.46 \text{ kg.m}$$

Se cumple el criterio de resistencia que

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$1,720.46 \text{ kg.m} \geq 1,442.37 \text{ kg.m}$$

Adicional se calcularon la longitud de transferencia  $l_{tr}$ , y longitud de desarrollo,  $l_d$  siendo:

$$l_{tr} = 48.50 \text{ cm}$$

$$l_d = 118.96 \text{ cm}$$

## 6. FABRICACIÓN Y ENSAYO DE MODELOS FÍSICOS

Para comprobar los resultados obtenidos analíticamente en la etapa del diseño, se fabricó cinco series de vigas rectangulares: sin refuerzo longitudinal y transversal (Para determinar el módulo de ruptura), solo con refuerzo corrugado longitudinal, refuerzo corrugado longitudinal y transversal (estribos), refuerzo preesfuerzo longitudinal y refuerzo preesfuerzo longitudinal y transversal (estribos); cinco series de vigas fueron construidas, tres de cada serie, un total de quince vigas.

Los planos de las vigas considerados en este estudio se muestran en el ANEXO 1

### 6.1. Consideraciones de encofrado

Para las vigas se usó perfiles metálicos G de 3 mm con el objetivo sean capaces de soportar los esfuerzos generados por hormigón. Además, conseguir un terminado adecuado para cada viga.

Dadas las dimensiones de cada viga, se utilizó la bancada de 22,30 m para el tensado de los cables, siendo esta la más pequeña disponible en la fábrica.

Para el proceso de tensado de los cables son necesarias placas de un espesor de 10mm ya que estas van a resistir los esfuerzos generados por el pretensado de los cables, por las mismas atraviesan los cables de extremo a extremo de la bancada. La distancia entre los agujeros de esta placa fue de 6cm.

### 6.2. Proceso de fabricación

De acuerdo con la norma ASTM C78: la carga aplicada por la prensa, se distribuye en los puntos A y B con un valor de  $P$ , ver figura 14. Siendo la Sección de 15x15cm y con longitud variable dependiendo del tipo de hormigón:

- Hormigón armado con una longitud,  $L = 65cm$
- Hormigón pretensado con una longitud,  $L = 150cm$

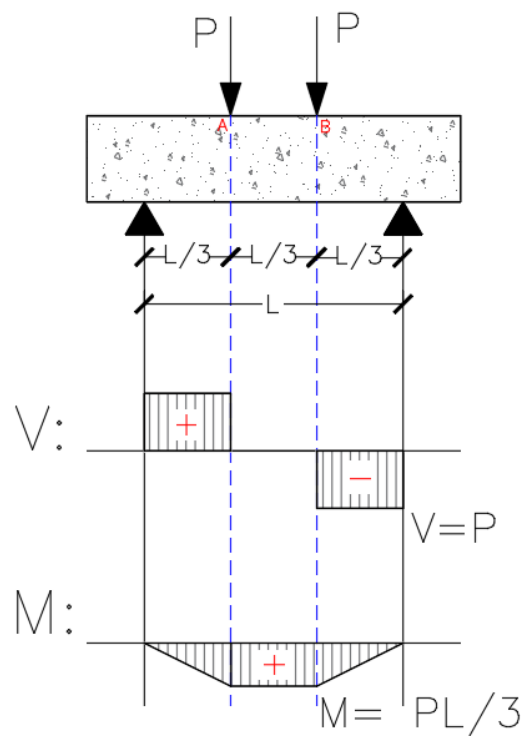


Figura 14 Cargas en los puntos tercios

Se ideó un proceso de fabricación en base a la disponibilidad de equipo y materiales en la fábrica Carrasco RFV Construcciones Cía. Ltda. Además de recomendaciones del equipo de planta.

El proceso de fabricación consta de las siguientes etapas:

1. Colocación de placas y separadores a lo largo de la bancada.
2. Colocación y tensado de cables.
3. Armado de los estribos.
4. Colocar acero pasivo.
5. Colocación de los cofres laterales.
6. Engrasado de todos los elementos.
7. Hormigonado.
8. Desencofrado.
9. Cortado de cables.

En el ANEXO 2 se muestra el desarrollo de todas estas etapas.

El curado debe realizarse de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM C 511 (INEN 2528), manteniendo las probetas, hasta la fecha de rotura programada, en una humedad constante de entre 95 y 100% y a una temperatura de  $23 \pm 2$  °C. Puede hacerse en cámaras de curado o en piletas de inmersión con temperatura regulada.

El curado de probetas prismáticas debe hacerse en las mismas condiciones que las cilíndricas, estas probetas se utilizaron para determinar el módulo de ruptura del hormigón.

### **6.3. Ensayo Módulo de Ruptura**

Un ensayo debe ser el promedio de dos probetas hechas de la misma muestra de hormigón y ensayadas a 28 días o a la edad establecida para la determinación de la resistencia del hormigón a compresión ( $f'_c$ ) o a tracción por flexión (MR).

La resistencia a la flexión se expresa como el Módulo de Ruptura (MR) y es determinada mediante los métodos de ensayo ASTM C78 (cargada en los puntos tercios).

Para ensayos de resistencia a compresión se utilizan probetas cilíndricas con una altura igual a dos veces su diámetro, o probetas cúbicas generalmente de 150 mm por lado. Las probetas cilíndricas más comunes son las de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura, pero con el uso cada vez más frecuente de hormigones de mayor resistencia, las probetas de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura son más convenientes por requerir menos espacio para su almacenamiento y menos fuerza en las prensas para su rotura. Las probetas prismáticas o vigas usadas para determinar la resistencia a la tracción por flexión son comúnmente de sección transversal cuadrada de 150 mm de lado y una longitud de 500 mm. (INECYC, 2009)

#### 6.4. Ensayo de las Probetas.

Las probetas cilíndricas deben ensayarse de acuerdo con la norma ASTM C39M (INEN 1573) Método de Ensayo de Resistencia a la Compresión de especímenes Cilíndricos de Hormigón; las probetas prismáticas o vigas para ensayos de resistencia a la tracción por flexión deben ensayarse de acuerdo con la norma ASTM C 78 Método de Ensayo de Resistencia a la Flexión Usando Viga Simple con Carga en los Tercios. Para efectuar la rotura por compresión en especímenes cilíndricos a las edades especificadas, deben cumplirse con las tolerancias indicadas en la tabla N°3, ASTM C 39M:

Variación en el diámetro del cilindro		2%
Verticalidad del eje		0,5°
Tiempo de rotura		
Edad		tolerancia
24 horas		± 0,5 Horas
3 días		2 horas
7 días		6 horas
28 días		20 horas
90 días		2 días
Velocidad de aplicación de carga		
Diámetro (mm)	MPa/s	kN/s
150	0,20 a 0,30	3,53 a 5,30
100		1,57 a 2,36

Figura: 15 Tolerancias para rotura de cilindros a compresión

Fuente (INECYC, 2009)

Si la fractura es diferente y la resistencia registrada es menor que la esperada, examine el hormigón fracturado y analice si se presentan vacíos internos o segregación, que son evidencias de una mala elaboración de los cilindros, verifique también que el tratamiento dado a las caras de los cilindros esté de conformidad con las normas de capeo y uso de neoprenos, ASTM C 617 y ASTM C 1231.

### 6.5. Los especímenes prismáticos

Los especímenes prismáticos (vigas) deben ensayarse de acuerdo con la norma ASTM C78, a las edades especificadas. Las vigas deben girarse para que las cargas se apliquen a una de sus caras laterales y deben ensayarse lo más rápido que sea posible luego de retiradas del ambiente húmedo, superficies secas en el espécimen generan menores resistencias. La velocidad de aplicación de la carga debe estar entre 0,86 y 1,21 MPa/minuto, que para vigas de sección de 150 x 150 mm y con una de separación entre apoyos igual a 450 mm, equivale a cargas entre 6,45 y 9,08 kN/minuto ó 0,11 y 0,15 kN/seg.

### 6.6. Equipo y elementos de ensayo

En el equipo para rotura de vigas, la carga aplicada por la prensa se distribuye en las secciones A y B con un valor de  $P$  y se transmite como reacciones iguales a los apoyos de la viga. Se produce a lo largo de la viga un momento flector que es constante e igual a  $PL/3$  entre las secciones A y B (gráfico de momentos en color naranja). Entre esas dos secciones puede determinarse con mayor precisión el valor del esfuerzo de tracción  $M_R$  que produce la rotura por flexión.

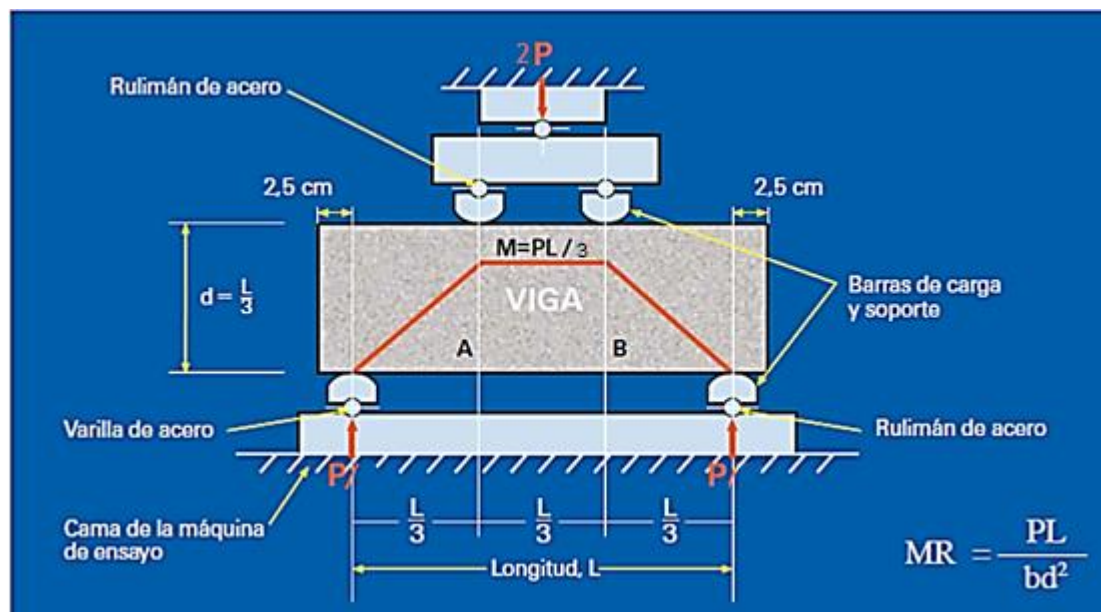


Figura 16 Equipo y elementos de ensayo

Fuente (INECYC, 2009)

## 7. RESULTADOS

Luego de realizar los ensayos pertinentes en el laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Facultad de Ingeniería en las vigas de Hormigón armado y pretensado, las cuales tienen mismas características de hormigón se obtuvieron los siguientes resultados:

### 7.1. Resistencias del hormigón.

Resistencia del hormigón (kg/cm <sup>2</sup> )		
f'ci	400.225	<i>Al destensar los cables</i>
f'c	450.659	<i>resistencia día ensayo</i>

Tabla 14 Resistencias del hormigón

### 7.2. Vigas sin refuerzo alguno, para obtener el módulo de ruptura

Módulo de Ruptura			
Espécimen	P Laboratorio (kg)	ACI (kg/cm <sup>2</sup> )	ASTM C78 (kg/cm <sup>2</sup> )
MR1	2,893.00		38.57
MR2	2,702.00	42.43	36.03
MR3	2,661.00		35.48

Tabla 15 Módulo de Ruptura en hormigón simple

Obteniendo un Promedio:  $MR = 37.30 \text{ kg/cm}^2$

### 7.3. Hormigón Armado

- **Vigas sin Estribos:**

Refuerzo a Flexión				
Espécimen	$V_u$ diseño (kg)	$V_u$ Laboratorio (kg)	Tipo de falla	F.S
HA F1		17,665.00	Cortante	4.17
HA F2	4,236.00	14,602.00	Cortante	3.45
HA F3		16,870.00	Cortante	3.98

Tabla 16 Hormigón armado con refuerzo a flexión, sin refuerzo a cortante (estribos)

Obteniendo un Promedio:  $V_u = 16,379.00 \text{ kg}$

A continuación se presenta la curva esfuerzo-deformación de las 3 vigas con refuerzo solo a flexión sin estribos:

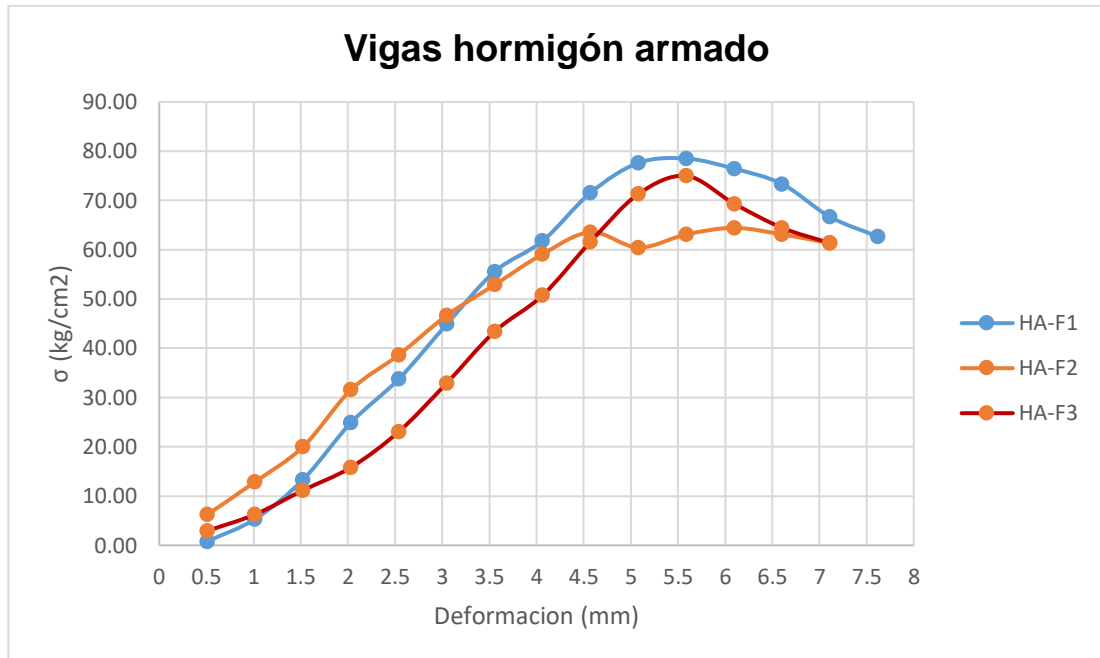


Figura 17 Deformación en el centro de la luz de vigas con refuerzo solo a flexión.

- Vigas con estribos:**

Refuerzo a Flexión + Cortante				
Espécimen	$V_u$ diseño (kg)	$V_u$ Laboratorio (kg)	Tipo de falla	F.S
HA FC1		21,717.00	Cortante	1.48
HA FC2	14,690.00	14,082.00	flexión	0.96
HA FC3		19,847.00	Cortante	1.35

Tabla 17 Hormigón armado con refuerzo a flexión y refuerzo a cortante (estribos)

Obteniendo un Promedio  $V_u = 18,548.67 \text{ kg}$



A continuación, se presenta la curva esfuerzo-deformación de las 3 vigas con refuerzo a flexión y cortante:

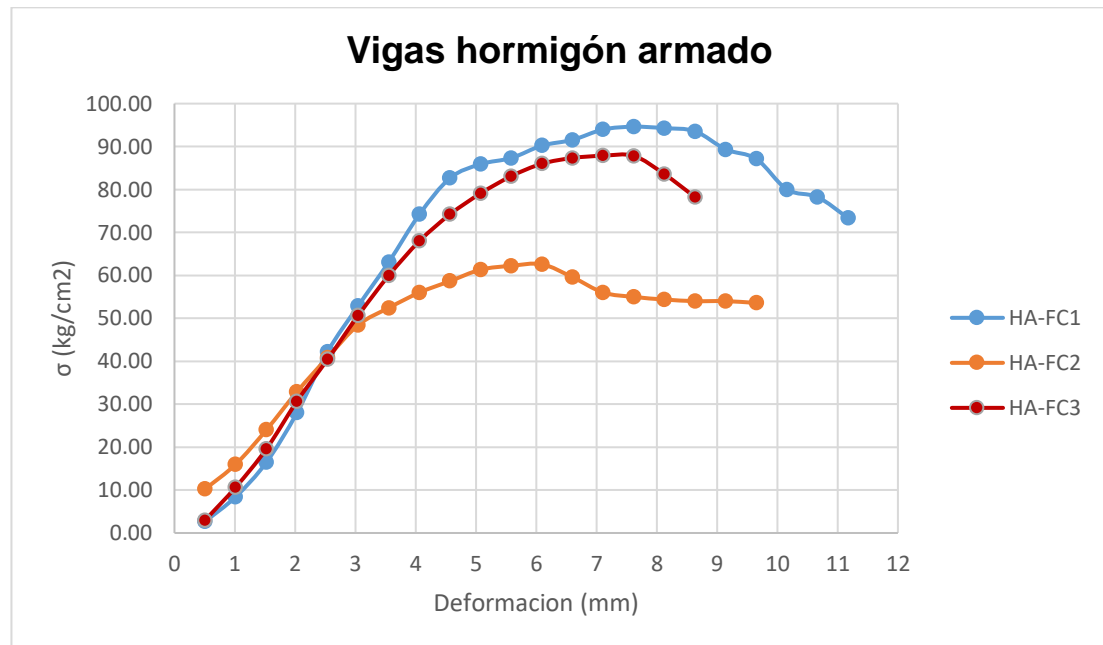


Figura 18 Deformación en el centro de la luz de vigas con refuerzo a flexión y cortante

#### 7.4. Hormigón Pretensado:

##### ▪ Vigas sin Estribos:

Especimen	Refuerzo a Flexión		Tipo de falla	F.S
	$V_u$ diseño (kg)	$V_u$ Laboratorio (kg)		
HP F1	8,778.00	23,814.00	Cortante	2.71
HP F2		23,457.00	Cortante	2.67
HP F2		23,250.00	Cortante	2.65

Tabla 18 Hormigón pretensado con refuerzo a flexión, sin refuerzo a cortante (estribos).

Obteniendo un Promedio:  $V_u = 23,507.00 \text{ kg}$

A continuación, se presenta la curva esfuerzo-deformación de las 3 vigas con refuerzo a flexión sin estribos:

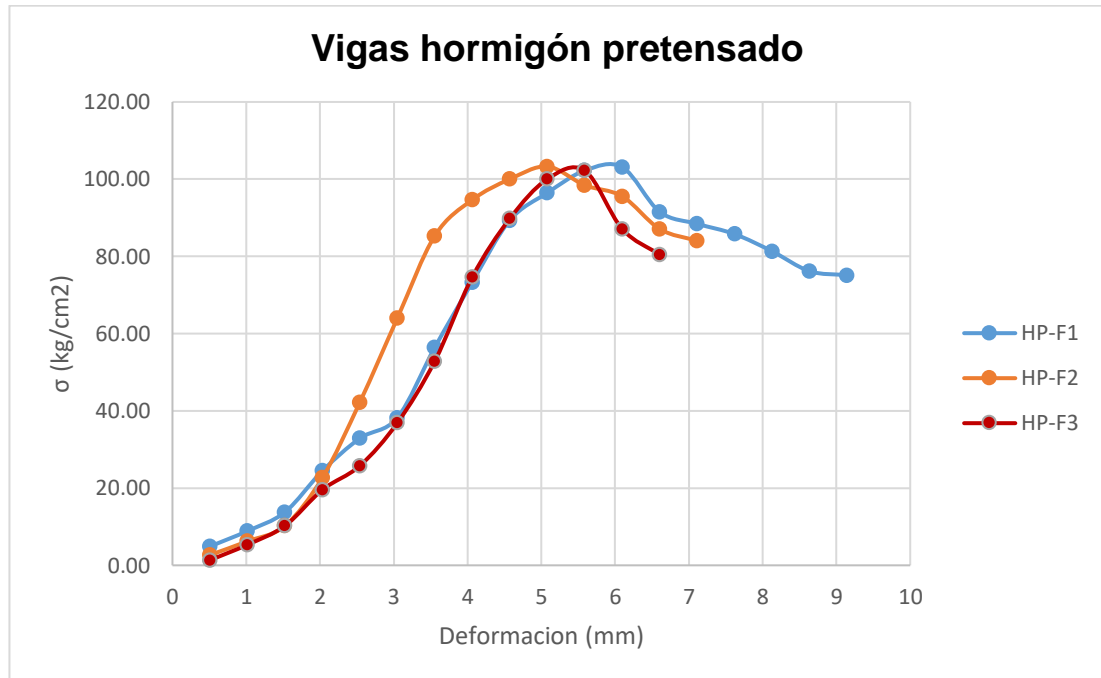


Figura 19 Deformación en el centro de la luz de vigas con refuerzo solo a flexión

#### ▪ Vigas con Estribos

Refuerzo a Flexión + Cortante				
Espécimen	$V_u$ diseño (kg)	$V_u$ Laboratorio (kg)	Tipo de falla	F.S
HP FC1	19,232.00	27,125.00	Cortante	1.41
HP FC2		28,049.00	Cortante	1.46
HP FC3		28,739.00	Cortante	1.49

Tabla 19 Hormigón pretensado con refuerzo a flexión y refuerzo a cortante (estribos).

Obteniendo un Promedio:  $V_u = 27,971.00 \text{ kg}$

A continuación, se presenta la curva esfuerzo-deformación de las 3 vigas con refuerzo a flexión y cortante:

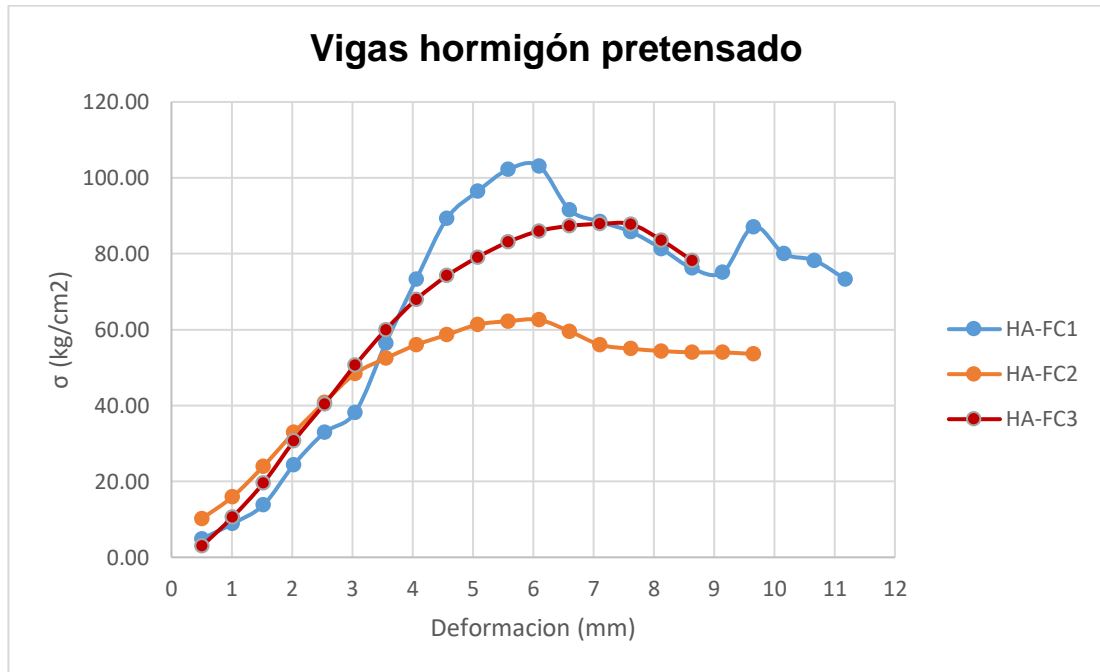


Figura 20 Deformación en el centro de la luz de vigas con refuerzo a flexión y cortante

Se mostró claramente que las cargas teóricas esperadas de falla varían respecto a las obtenidas en práctica, y esto debido a unos posibles factores que influenciaron en la variación de las cargas, dentro de las cuales podemos anunciar:

- Posible error en el proceso de armado de la armadura de acero de la viga.
- Las dimensiones de los encofrados no son exactas.
- Posible error en el proceso de vaciado del concreto.
- Posible error en la colocación de la viga en el dispositivo de la máquina para el ensayo.

## 8. CONCLUSIONES

El estudio de los materiales que conforman el hormigón pretensado permitió conocer sus principales propiedades y comportamiento del aporte del preesfuerzo, y así se demostró que el uso de materiales mucho más resistentes comparados con los que se usan normalmente en un hormigón armado da una mayor resistencia al corte.

En el proceso de la revisión de la normativa del cortante en hormigón armado, se encontró que la normativa NEC 2015: NEC - SE - HM Hormigón Armado, para el diseño a la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón en elementos no preesforzados y del refuerzo de cortante, el cálculo se hace conforme a lo indicado en las secciones del capítulo 22 del ACI 318-14. Ya que gran parte de las normas NEC 2015, son tomadas del ACI.

En la teoría desarrollada y en el proceso constructivo, el diseño de un elemento pretensado es más complejo que el de un armado, mediante la implementación de la hoja electrónica, hace que el diseño sea un proceso rápido y sencillo.

El ensayo se realizó satisfactoriamente, todas las vigas fallaron a corte, tanto las de hormigón armado y pretensado, es decir cumplió los requerimientos de la norma en base al diseño realizado.

De los anteriores cálculos, resultados obtenidos tanto teóricamente, como en el laboratorio y los análisis realizados, se pueden realizar las siguientes conclusiones:

### **Análisis del cortante**

- Las cargas de falla que se obtuvieron para las vigas, generaron una falla cortante lo cual era lo que se esperaba para este ensayo, sin embargo las cargas de fallas no fueron las esperadas.
- Ahora bien, de acuerdo al criterio de luz de cortante y su relación con la falla de cortante, se cumple la relación  $a/d = 1.36$ , este valor confirma que la falla es combinada (flexión y corte) pero que controla el cortante de acuerdo al criterio:  $1.0 < a/d < 2.5$

- En el hormigón armado: para las vigas con refuerzo a flexión (sin estribos), el aporte del concreto tiene una resistencia de 3.87 veces más que el indicado en el diseño; en cuanto a las vigas con refuerzo a flexión y cortante (estribos) tiene una resistencia de 1.26 veces más que el indicado en el diseño.
- En el hormigón pretensado: para las vigas con refuerzo a flexión (sin estribos), el aporte del concreto tiene una resistencia de 2.68 veces más que el indicado en el diseño; en cuanto a las vigas con refuerzo a flexión y cortante (estribos) tiene una resistencia de 1.45 veces más que el indicado en el diseño.
- Para las mismas condiciones de diseño en cuanto a sección y refuerzo a cortante se concluye que el hormigón pretensado tiene mayor resistencia al cortante que el hormigón armado.
- Las ventajas que ofrece al optar por el hormigón pretensado son: mejora el comportamiento estructural; se tiene un mejor comportamiento bajo cargas altas, por lo que disminuye las fisuras del concreto aumentando su vida útil; reducción de las dimensiones de la sección; mayor resistencia a tensión y cortante; permite tener mayor rapidez en fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones.
- En la teoría desarrollada, el diseño de un elemento pretensado es más complejo que el de un armado, mediante la implementación de la hoja electrónica, hace que el diseño sea un proceso rápido y sencillo.
- Finalmente al haber estudiado el comportamiento del hormigón armado y pretensado, y al haber desarrollado una hoja electrónica enfocado al cálculo estructural de elementos simplemente apoyados, se logró culminar los objetivos propuestos al inicio del presente trabajo de titulación.



## RECOMENDACIONES

Para la elaboración de nuevos ensayos se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Se debe asegurar la posición del acero longitudinal y transversal, quede lo más fijo posible, de esta forma asegurar las distancias entre el acero longitudinal, la separación entre estribos, y los recubrimientos mínimos, para los que fue diseñado.
- Elaborar los encofrados de tal manera, que al momento de desencofrar las vigas no exista peligro de fractura y al igual que las vigas tengan las medidas esperadas.
- Asegurar que el equipo utilizado en el laboratorio en la aplicación de las cargas, permita que estas se distribuyan en las distancias previstas.

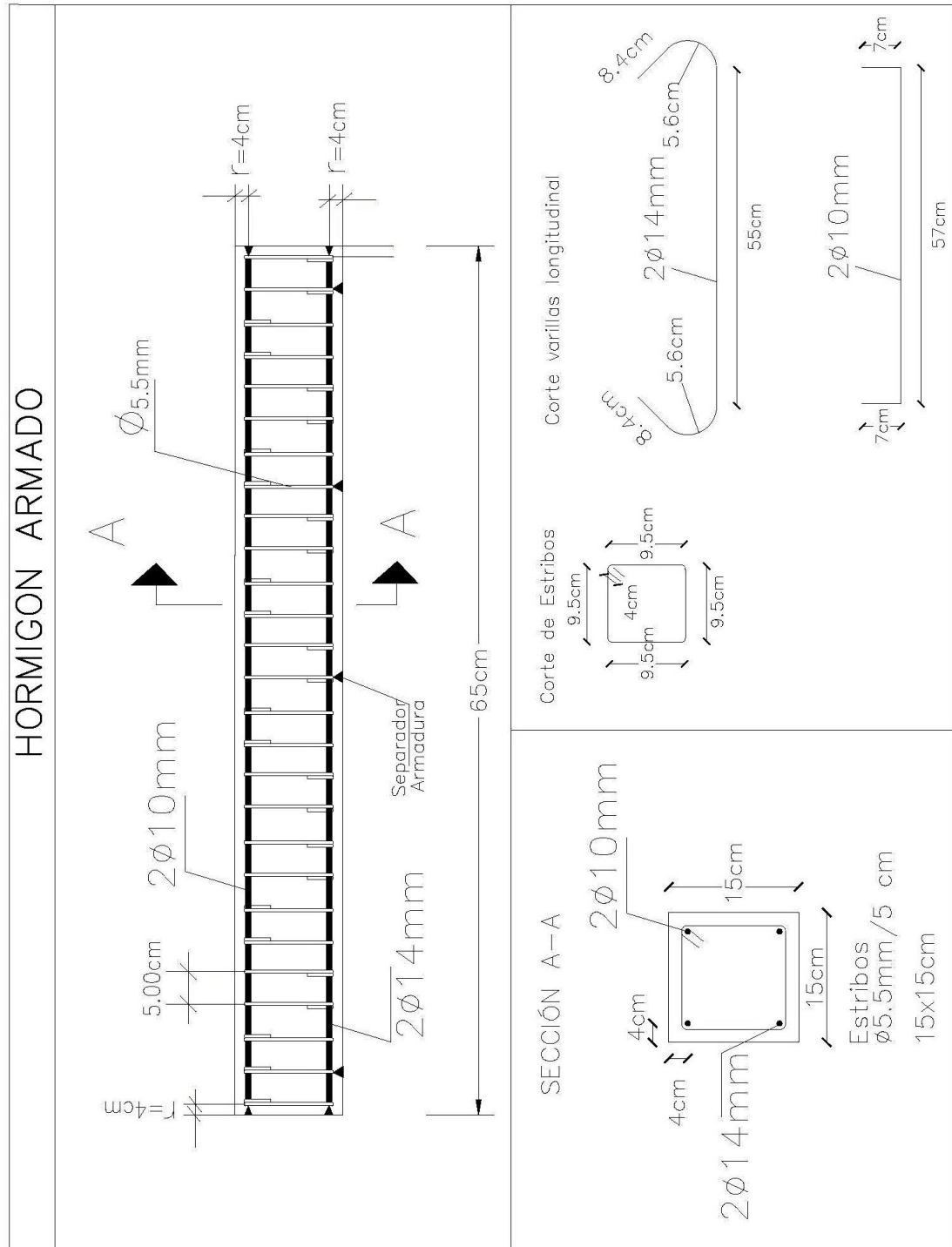


## REFERENCIAS

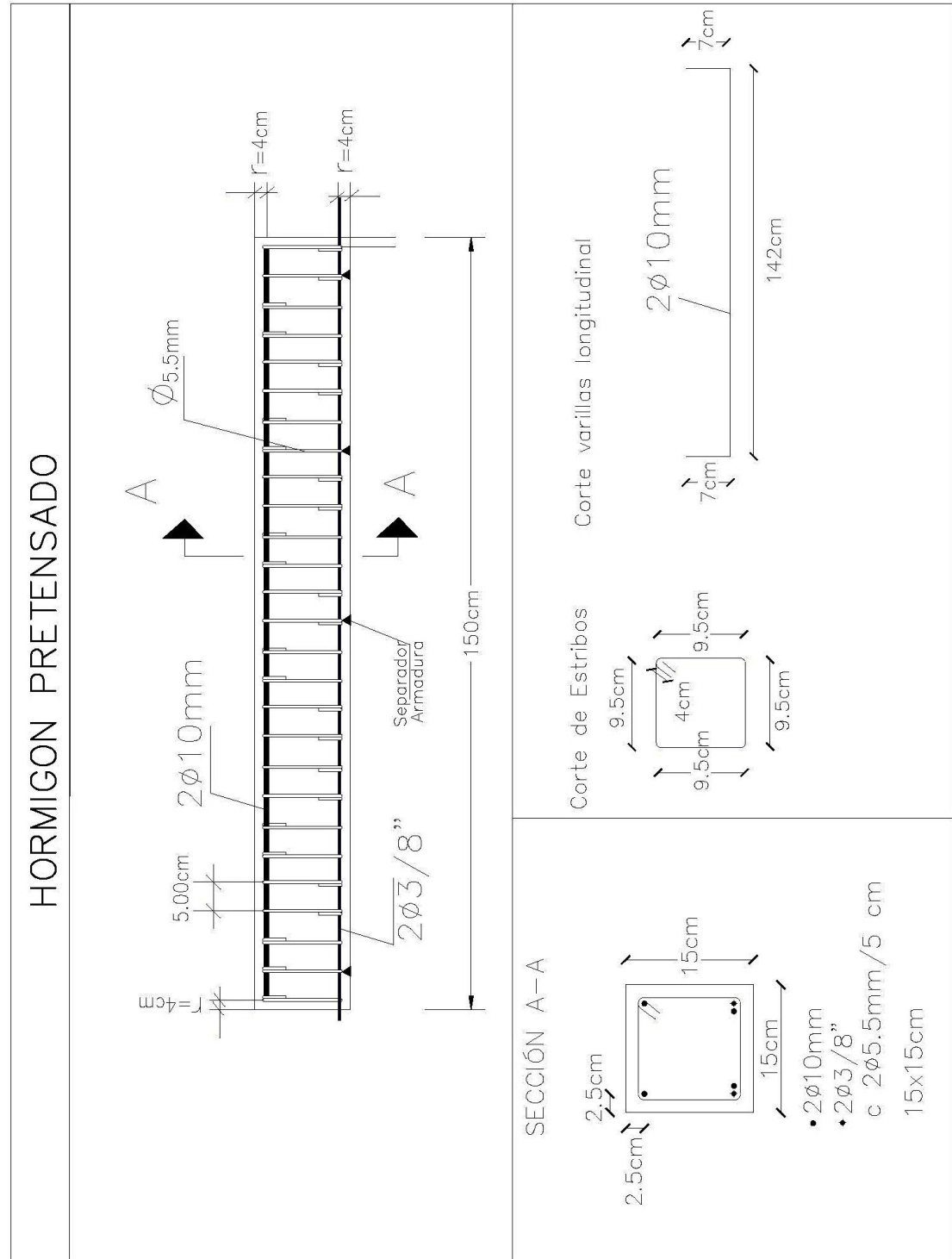
- ACI 318S-14. 2014.** *Requisitos de Reglamento para concreto Estructural.* 2014.
- Carrasco, Fabián. 2010.** *HORMIGON PRETENSADO diseño de elementos isostáticos.* Cuenca : s.n., 2010.
- González Cuevas, Óscar. 2005.** *Aspectos fundamentales.* México : Limusa, 2005.
- Harmsen, Teodoro E. 2002.** *Diseño de estructuras de concreto Armado.* Lima : Fondo Editorial, 2002.
- INECYC. 2009.** *Control de Calidad en el hormigón - Control Por Resistencia Parte I.* 2009.
- McCORMAC, JACK y BROWN, RUSSELL. 2016.** *DESING OF REINFORCED CONCRETE.* 10 TH, ACO 318-14. s.l. : WILEY, 2016.
- Nilson, Arthur. 2001.** *Diseño De Estructuras De Concreto.* Santafé de Bogotá : McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A., 2001.
- Nilson. 1990.** *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado.* México : Limusa, 1990.
- Orlando Giraldo, Bolivar. 2003.** *Estructuras De Hormigón 1.* Colombia : s.n., 2003.
- Sengupta, Dr. Amlan K. 2012.** *Prestressed Concrete Structures.* 2012.

## ANEXOS

### ANEXO 1: Planos







## ANEXO 2: Proceso de fabricación

### ▪ Hormigón Armado

Doblado de estribos:



Armado de la viga

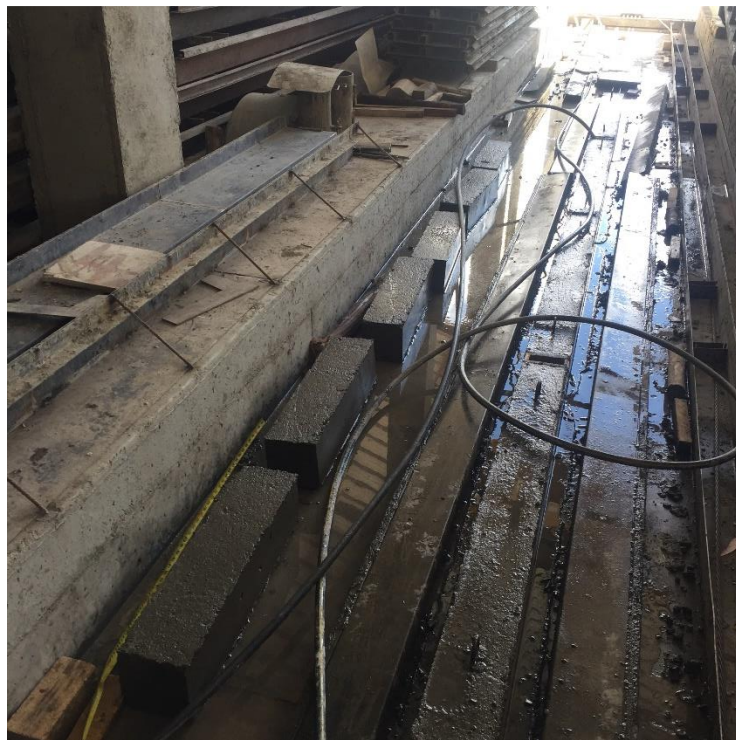




### Engrasado, Armado de cofres y hormigonado



### Desencofrado



## ▪ Hormigón Pretensado

Colocación de placas y separadores a lo largo de la bancada.



Colocación y tensado de cables.





Armado de los estribos.



Colocar acero pasivo.



Engrasado y colocación de los cofres laterales.



Hormigonado.





### Preparación Cilindros.



### Desencofrado.

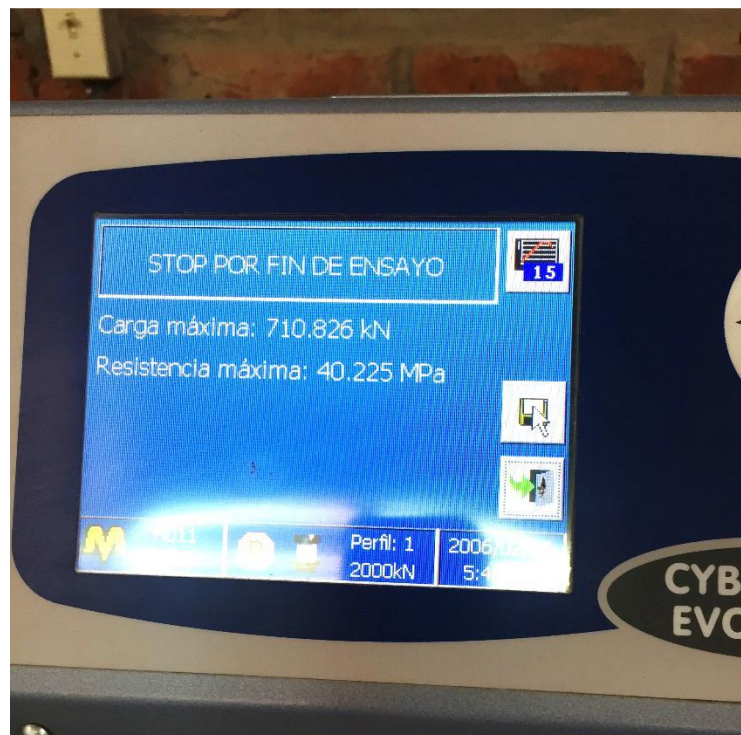


### ANEXO 3: Rotura de probetas

Cortar los cables:



Resistencia del Hormigón:





Día del ensayo:



Resistencia del Hormigón:



## ANEXO 4: Ensayo Vigas

### Hormigón Armado



### Ubicación en la Prensa:





## Falla por cortante



## Hormigón Pretensado



Ubicación en la Prensa:





Formación de grietas:



Falla por cortante:



### Módulo de Ruptura.

